

## **ANÁLISE *PUSHOVER* – CASO DE ESTUDO**

Luís Miguel Amorim Gomes

Dissertação apresentada na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

Júri

Presidente: Professor Doutor Corneliu Cismasiu

Orientadora: Professora Doutora Zuzana Dimitrovová

Vogal: Professor Doutor António Manuel Pinho Ramos

Monte de Caparica

2010

PROVAS DE MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL - MIEC

NOME Luís Miguel Amorim Gomes

DOCENTE DA FCT ☐

NÃO DOCENTE DA FCT ☒

APTIDÃO PEDAGÓGICA E CAPACIDADE CIENTÍFICA ☐

RELATÓRIO DA AULA \_\_\_\_\_

TRABALHO DE SÍNTESE \_\_\_\_\_

MESTRADO DE Engenharia Civil - MIEC ☒

EQUIVALÊNCIA A MESTRADO DE \_\_\_\_\_ ☐

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO "Análise Pushover - Caso de Estudo"

DOUTORAMENTO \_\_\_\_\_ ☐

EQUIVALÊNCIA DE DOUTORAMENTO \_\_\_\_\_ ☐

ÁREA DE \_\_\_\_\_

ESPECIALIDADE DE \_\_\_\_\_

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO \_\_\_\_\_

PROVAS COMPLEMENTARES \_\_\_\_\_

AGREGAÇÃO EM \_\_\_\_\_ ☐

GRUPO DE DISCIPLINAS \_\_\_\_\_

LIÇÃO DE SÍNTESE \_\_\_\_\_

RELATÓRIO FINAL DA DISCIPLINA \_\_\_\_\_

RESULTADO DAS PROVAS 15 Valores Corneliu Cismasiu

DATA 2010/ 11/ 26

Prof. Doutor Corneliu Cismasiu

Nome do Presidente do Júri

Assinatura



## **Agradecimentos**

Agradeço à minha orientadora, Sra. Professora Doutora Zuzana Dimitrovová, pela disponibilidade, pelas sugestões que em muito melhoraram o meu trabalho e pelo conhecimento transmitido.

Ao Sr. Eng.º Carlos Ferreira, da CXS Computing, pelo apoio na elaboração do modelo.

A todos os meus colegas e amigos que, ao longo destes 5 anos, ajudaram este “estrangeiro” a sentir-se em casa. Um agradecimento especial ao Hugo, Pedro e ao Luís Carlos.

À minha família, em particular aos meus pais por sempre terem acreditado em mim, ao meu Tio Jacinto e ao meu Avô por me terem dado a possibilidade de tirar o curso. Ao Pedro, por me ter aturado todo este tempo.

À Dra. Natacha, pela amizade.

À Maria, por tudo.



## Resumo

Os métodos de análise sísmica mais utilizados baseiam-se no comportamento elástico linear da estrutura. Dentro deste tipo de análise, situam-se a análise estática equivalente e aquele que é definido no Eurocódigo 8 como sendo o método de análise de referência – a análise modal por espectro de resposta.

Estes métodos são adequados para a determinação dos efeitos da acção sísmica na fase de projecto mas não dão informação suficiente sobre o comportamento não linear das estruturas, uma vez que este é apenas contabilizado quando se introduz o coeficiente de comportamento no espectro de resposta.

O Eurocódigo 8, para além dos métodos acima referidos, prevê também a utilização de análises não lineares (estáticas ou dinâmicas). Estas análises permitem o conhecimento do comportamento da estrutura após a plastificação dos seus elementos e, no limite, qual o seu modo de colapso. O EC8 fornece disposições gerais para a aplicabilidade de análises não lineares, remetendo para o Anexo B, informativo, a descrição do Método N2, um tipo de análise estática não linear.

Neste trabalho efectua-se uma análise estática não linear (*pushover*), utilizando o Método N2, tendo como caso de estudo um edifício do *campus* da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa. Com esta análise obter-se-á o desempenho estrutural do edifício, a localização e desenvolvimento das rótulas plásticas nos seus elementos e uma avaliação dos danos face a uma acção sísmica. Esta análise será comparada com uma análise modal utilizando o espectro de resposta regulamentar.

Palavras-chave: análise sísmica, Eurocódigo 8, análise linear, análise *pushover*

## Abstract

The most common methods of seismic analyses of structures are based on the linear elastic material behavior. They encompass the lateral force method of analysis and the one referred by Eurocode 8 as the reference analysis, modal response spectrum analysis.

These methods are appropriate for determining the effects of the seismic action in the design stage, however, they do not provide enough information about the non-linear behavior of the structure itself. Non-linearity is taken into account by means of the behavior factor, which is introduced in the elastic response spectrum.

Besides the methods listed above, Eurocode 8 also advises implementation of non-linear analyses, either static or dynamic, which can provide information about the behavior of the structure after the post-yield stage of its ductile elements is achieved. Analysis can lead to the complete collapse of the structure identifying the collapse mechanism. General dispositions of N2 Method, belonging to static non-linear analyses, are stated in Annex B of Eurocode 8.

In this work, static non-linear analysis (pushover) is accomplished employing the N2 Method. A building in the *Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa's campus* is used as a case study structure. Seismic performance of the building is obtained, along with position and development of its plastic hinges, allowing for damage evaluation. Results obtained are compared with structural response obtained by modal response spectrum analysis.

Keywords: seismic analysis, Eurocode 8, linear analysis, pushover analysis

## Índice

Agradecimentos.....	i
Resumo .....	iii
Abstract.....	iv
Índice .....	v
Índice de Figuras .....	viii
Índice de Tabelas .....	x
Abreviaturas.....	xiii
 <b>Capítulo 1 – Introdução .....</b>	 <b>1</b>
1.1 Enquadramento e Objectivos.....	1
1.2 Organização do Trabalho.....	2
<b>Capítulo 2 – Dimensionamento Sísmico de Acordo com o EC8 .....</b>	<b>5</b>
2.1 Critérios Básicos de Concepção Sísmica.....	5
2.1.1 Critérios de Regularidade Estrutural .....	5
2.2 Conceito de <i>Capacity Design</i> .....	6
2.3 Definição da Acção Sísmica.....	7
2.3.1 Tipo de Terreno.....	7
2.3.2 Zonamento Sísmico.....	8
2.3.3 Classes de Importância.....	8
2.3.4 Classes de Ductilidade .....	8
2.3.5 Coeficiente de Comportamento.....	9
2.3.6 Representação básica da acção sísmica.....	10
2.3.7 Combinação de Acções para a Situação Sísmica de Projecto.....	12
2.4 Tipos de Análise Sísmica pelo EC8 .....	12
2.4.1 Análise Elástica Linear .....	13
2.4.2 Análise Não Linear .....	14



<b>Capítulo 3 – Análise <i>pushover</i></b> .....	17
3.1 Método N2 .....	17
3.1.1 Passos do Método N2 .....	18
<b>Capítulo 4 – Descrição e Modelação do Edifício</b> .....	25
4.1 Descrição do Edifício .....	25
4.1.1 Introdução .....	25
4.1.2 Solução Estrutural .....	27
4.1.3 Materiais .....	28
4.2 Modelação do Edifício .....	29
4.2.1 Modelação dos Elementos Estruturais .....	29
4.2.2 Modelação dos Materiais .....	31
4.2.3 Definição das Acções .....	33
4.2.4 Modelo Global da Estrutura .....	34
4.2.5 Modos de Vibração .....	35
4.3 Definição da Acção Sísmica .....	37
4.3.1 Critérios de Regularidade Estrutural .....	37
4.3.2 Espectro de Resposta Elástica .....	38
4.3.3 Coeficiente de Comportamento .....	39
4.3.4 Espectro de Resposta de Cálculo .....	40
<b>Capítulo 5 – Aplicação da Análise <i>Pushover</i></b> .....	41
5.1 Definição das Propriedades Não Lineares .....	41
5.1.1 Rótulas Plásticas Calculadas Automaticamente .....	41
5.1.2 Rótulas Plásticas Calculadas Manualmente .....	42
5.2 Espectro de Resposta no Formato Aceleração-Deslocamento .....	45
5.3 Definição das Curvas de Capacidade Resistente .....	45
5.3.1 Forças Laterais .....	45
5.3.2 Casos de Análise .....	47
5.3.3 Curvas de Capacidade Resistente .....	48

5.4 Sistema Equivalente de 1 Grau de Liberdade.....	53
5.4.1 Modelo com Rótulas Automáticas.....	53
5.4.2 Modelo com Rótulas Manuais .....	63
5.5 Desempenho Sísmico do Sistema Equivalente de 1 Grau de Liberdade.....	64
5.5.1 Modelo com Rótulas Automáticas.....	64
5.5.2 Modelo com Rótulas Manuais .....	68
5.6. Desempenho Sísmico do Sistema de $n$ Graus de Liberdade .....	71
5.6.1 Modelo com Rótulas Automáticas.....	71
5.6.2 Modelo com Rótulas Manuais .....	73
5.7 Análise de Resultados e Comparação dos Dois Modelos .....	74
<b>Capítulo 6 – Análise de Resultados</b> .....	75
6. 1 Análise de Danos – Acção Sísmica Tipo 2.....	76
6.1.1 Deslocamentos Absolutos .....	76
6.1.2 Deslocamentos Interpisos.....	77
6.1.3 Formação de Rótulas Plásticas.....	79
6.2 Comparação de Esforços .....	84
6.2.1 Pilar Central – PF3 .....	85
6.2.2 Pilar de Canto – PF9 .....	86
6.2.3 Parede Resistente – ParF1 .....	87
<b>Capítulo 7 – Comentários Finais</b> .....	89
<b>Referências Bibliográficas</b> .....	91
<b>Anexos</b> .....	95
Anexo A – Espectro de Resposta Elástica .....	96
Anexo B – Modos de Vibração do Edifício e Factores de Participação de Massa .....	99
Anexo C – Curvas de Capacidade Resistente Idealizadas do Modelo com Rótulas Manuais.....	100
Anexo D – Plantas do Edifício.....	109
Anexo E – Secções Transversais dos Elementos de Betão Armado.....	115

## Índice de Figuras

Figura 2.1 – Formação de rótulas plásticas em pilares e em vigas (Bento et. al, 2000) .....	7
Figura 2.2 – Resistência de estruturas a deslocamentos impostos.....	9
Figura 2.3 – Forma do espectro de resposta elástica (EN 1998:2009) .....	11
Figura 3.1 – Espectro de resposta elástica no formato aceleração-deslocamento (Fajfar, 2000).....	19
Figura 3.2 – Curva de capacidade resistente (Bento, 2003).....	21
Figura 3.3 – Curva de capacidade resistente idealizada (EN 1998:2009) .....	22
Figura 3.4 – Determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente de 1 grau de liberdade (EN 1998:2009).....	24
Figura 4.1 – Módulo F do Departamento de Matemática do <i>campus</i> da FCT/UNL .....	25
Figura 4.2 – Alçado Norte.....	26
Figura 4.3 – Alçado Norte.....	26
Figura 4.4 – Comportamento não linear do betão (EC2, 2004).....	32
Figura 4.5 – Modelo Global da Estrutura (alçados Sul e Nascente) .....	34
Figura 4.6 – Modelo global da estrutura (alçados Norte e Poente).....	35
Figura 4.7 – Deformada do 2.º modo de vibração – translação segundo $y$ (alçado Nascente) .....	36
Figura 4.8 – Deformada do 2.º modo de vibração – translação segundo $y$ (em planta).....	36
Figura 4.9 – Deformada do 4.º modo de vibração – translação segundo $x$ (alçado Sul).....	37
Figura 4.10 – Deformada do 4.º modo de vibração – translação segundo $x$ (em planta).....	37
Figura 5.1 – Relações força-deslocamento generalizadas para elementos de betão armado (FEMA356, 2000).....	42
Figura 5.2 – Exemplo de rótula plástica de uma viga (M3) no SAP2000 .....	43
Figura 5.3 – Exemplo de rótula plástica de um pilar (P-M2-M3) no SAP2000 .....	44
Figura 6.1 – Formação da primeira rótula plástica segundo $x$ , deslocamento de 0,15cm no topo.....	79
Figura 6.2 – Rótulas plásticas para a direcção segundo $x$ , deslocamento de 0,88cm no topo .....	80
Figura 6.3 – Rótulas plásticas para a direcção segundo $x$ , deslocamento de 1,8cm no topo .....	80
Figura 6.4 – Rótulas plásticas para a direcção segundo $x$ , com o deslocamento-objectivo no topo do edificio .....	81

Figura 6.5 – Formação da primeira rótula plástica para um carregamento segundo $y$ , deslocamento de 0,5cm no topo .....	82
Figura 6.6 – Rótulas plásticas para um carregamento segundo $y$ , deslocamento no topo de 2,4cm .....	83
Figura 6.7 – Rótulas plásticas para o carregamento segundo $y$ , deslocamento-objectivo.....	84

## Índice de Tabelas

Tabela 2.1 – Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico (EC8, 2009) .....	6
Tabela 4.1 – Tensões e deformações definidas para o aço A400 .....	31
Tabela 4.2 – Valores de tensões e deformações para o betão .....	33
Tabela 4.3 - Factores de participação de massa .....	35
Tabela 4.4 – Parâmetros dos espectros de resposta .....	38
Tabela 5.1 – Massa de cada piso.....	46
Tabela 5.2 – Deformada da estrutura e massas de cada piso .....	46
Tabela 5.3 – Distribuições de forças laterais a aplicar na estrutura.....	46
Tabela 5.4 – Pontos de aplicação das forças laterais .....	47
Tabela 5.5 – Factores de transformação.....	53
Tabela 5.6 – Propriedades do sistema equivalente de 1 grau de liberdade idealizado para a direcção $x$ (rótulas automáticas).....	58
Tabela 5.7 – Propriedades do sistema equivalente de 1 grau de liberdade idealizado para a direcção $y$ (rótulas automáticas).....	62
Tabela 5.8 – Propriedades do sistema equivalente de 1 grau de liberdade idealizado para a direcção $x$ (rótulas manuais) .....	63
Tabela 5.9 – Propriedades do sistema equivalente de 1 grau de liberdade idealizado para a direcção $x$ (rótulas manuais) .....	64
Tabela 5.10 – Deslocamento-objectivo do sistema equivalente de 1GDL com comportamento elástico ilimitado para a acção sísmica tipo 1, direcção $x$ (rótulas automáticas).....	64
Tabela 5.11 – Deslocamento-objectivo do sistema equivalente de 1GDL com comportamento elástico ilimitado para a acção sísmica tipo 2, direcção $x$ (rótulas automáticas).....	65
Tabela 5.12 – Deslocamento-objectivo do sistema equivalente de 1GDL com comportamento elástico ilimitado para a acção sísmica tipo 1, direcção $y$ (rótulas automáticas).....	65
Tabela 5.13 – Deslocamento-objectivo do sistema equivalente de 1GDL com comportamento elástico ilimitado para a acção sísmica tipo 2, direcção $y$ (rótulas automáticas).....	65

Tabela 5.14 – Deslocamento-objectivo do sistema equivalente de 1GDL para a acção sísmica tipo 1, direcção $x$ (rótulas automáticas) .....	66
Tabela 5.15 – Deslocamento-objectivo do sistema equivalente de 1GDL para a acção sísmica tipo 2, direcção $x$ (rótulas automáticas) .....	67
Tabela 5.16 – Deslocamento-objectivo do sistema equivalente de 1GDL para a acção sísmica tipo 1, direcção $y$ (rótulas automáticas) .....	67
Tabela 5.17 – Deslocamento-objectivo do sistema equivalente de 1GDL para a acção sísmica tipo 2, direcção $y$ .....	67
Tabela 5.18 – Deslocamento-objectivo do sistema equivalente de 1GDL com comportamento elástico ilimitado para a acção sísmica tipo 1, direcção $x$ (rótulas manuais) .....	68
Tabela 5.19 – Deslocamento-objectivo do sistema equivalente de 1GDL com comportamento elástico ilimitado para a acção sísmica tipo 2, direcção $x$ (rótulas manuais) .....	68
Tabela 5.20 – Deslocamento-objectivo do sistema equivalente de 1GDL com comportamento elástico ilimitado para a acção sísmica tipo 1, direcção $y$ (rótulas manuais) .....	69
Tabela 5.21 – Deslocamento-objectivo do sistema equivalente de 1GDL com comportamento elástico ilimitado para a acção sísmica tipo 2, direcção $y$ (rótulas manuais) .....	69
Tabela 5.22 – Deslocamento-objectivo do sistema equivalente de 1GDL para a acção sísmica tipo 1, direcção $x$ (rótulas manuais) .....	69
Tabela 5.23 – Deslocamento-objectivo do sistema equivalente de 1GDL para a acção sísmica tipo 2, direcção $x$ (rótulas manuais) .....	70
Tabela 5.24 – Deslocamento-objectivo do sistema equivalente de 1GDL para a acção sísmica tipo 1, direcção $y$ (rótulas manuais) .....	70
Tabela 5.25 – Deslocamento-objectivo do sistema equivalente de 1GDL para a acção sísmica tipo 2, direcção $y$ (rótulas manuais) .....	70
Tabela 5.26 – Deslocamento-objectivo do sistema de $n$ graus de liberdade para a acção sísmica tipo 1, direcção $x$ (rótulas automáticas) .....	71
Tabela 5.27 – Deslocamento-objectivo do sistema de $n$ graus de liberdade para a acção sísmica tipo 2, direcção $x$ (rótulas automáticas) .....	71
Tabela 5.28 – Deslocamento-objectivo do sistema de $n$ graus de liberdade para a acção sísmica tipo 1, direcção $y$ (rótulas automáticas) .....	72

Tabela 5.29 – Deslocamento-objectivo do sistema de $n$ graus de liberdade para a acção sísmica tipo 2, direcção $y$ (rótulas automáticas) .....	72
Tabela 5.30 – Deslocamento-objectivo do sistema de $n$ graus de liberdade para a acção sísmica tipo 1, direcção $x$ (rótulas manuais) .....	73
Tabela 5.31 – Deslocamento-objectivo do sistema de $n$ graus de liberdade para a acção sísmica tipo 2, direcção $x$ (rótulas manuais) .....	73
Tabela 5.32 – Deslocamento-objectivo do sistema de $n$ graus de liberdade para a acção sísmica tipo 1, direcção $y$ (rótulas manuais) .....	73
Tabela 5.33 – Deslocamento-objectivo do sistema de $n$ graus de liberdade para a acção sísmica tipo 2, direcção $y$ (rótulas manuais) .....	74
Tabela 5.34 – Deslocamentos-objectivo dos 2 modelos, direcção $x$ .....	74
Tabela 5.35 – Deslocamentos-objectivo dos 2 modelos, direcção $y$ .....	74
Tabela 6.1 – Deslocamentos-objectivo e deslocamentos da curva de capacidade resistente, direcção $x$ .....	75
Tabela 6.2 – Deslocamentos-objectivo e deslocamentos da curva de capacidade resistente, direcção $y$ .....	75
Tabela 6.3 – Deslocamentos no centro de massa de cada piso .....	76
Tabela 6.4 – Deslocamentos interpisos, em valor absoluto, medidos no centro de massa, direcção $x$ .....	77
Tabela 6.5 – Deslocamentos interpisos, em valor absoluto, medidos no centro de massa, direcção $y$ .....	78
Tabela 6.6 – Deslocamentos interpisos multiplicados pelo coeficiente de redução e 0,005h, direcção $x$ .....	78
Tabela 6.7 – Deslocamentos interpisos multiplicados pelo coeficiente de redução e 0,005h, direcção $y$ .....	78

## Abreviaturas

EC0 – Eurocódigo 0

EC2 – Eurocódigo 2

EC8 – Eurocódigo 8

RSA – Regulamento de Segurança e Acções

REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado

FEMA356 – Regulamento dos Estados Unidos “Standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings”, da *American Society of Civil Engineers*

PP – Peso próprio

RCP – Restantes cargas permanentes

SC – Sobrecargas





## Capítulo 1 – Introdução

### 1.1 Enquadramento e Objectivos

O objectivo deste trabalho é analisar o desempenho sísmico de uma estrutura já existente através de uma análise estática não linear (*pushover*), com recurso a um *software* de cálculo automático, o SAP2000. Esta análise será feita de acordo com o predisposto no Eurocódigo 8 [EN 1998:2009].

Actualmente, ao dimensionar uma estrutura à acção sísmica, recorre-se principalmente a análises elásticas lineares, sendo este o método que o EC8 preconiza como o de referência. Em conjunto com a filosofia de dimensionamento por capacidades resistentes (*Capacity Design*), o projecto de estruturas resistentes à acção sísmica patente nos novos regulamentos assenta sobre estes dois princípios.

O conceito de *Capacity Design*, introduzido nos anos 1970 [Park and Paulay, 1976], altera a forma como as estruturas são dimensionadas. Em vez de se procurar aumentar a resistência (o aumento da resistência não se traduz necessariamente num aumento da segurança [Priestley, 2000]), procura-se saber qual o seu desempenho estrutural, isto é, qual será a resposta da estrutura a uma acção sísmica. Quer isto dizer que, para se obter bom comportamento sísmico, é mais importante conhecer a distribuição de forças ao longo da estrutura do que o seu valor total. Um bom comportamento sísmico garante-se quando a estrutura tem a capacidade de formar rótulas plásticas em zonas que não comprometam o seu equilíbrio, dissipando assim energia – é então necessário saber qual o comportamento não linear das nossas estruturas.

O desempenho sísmico de uma estrutura depende em larga medida das suas propriedades não lineares, afectando assim a respectiva resposta a uma acção sísmica. No entanto, análises elásticas lineares, mesmo tendo em conta coeficientes de comportamento, não reproduzem totalmente o comportamento não linear da estrutura.

Os regulamentos prevêem o uso de análises não lineares (estáticas ou dinâmicas). Embora as análises dinâmicas não lineares sejam as que mais bem simulam o comportamento de uma estrutura face a um sismo, este tipo de análise é bastante moroso e complexo, levando a que a sua aplicabilidade prática tenha pouca expressão. Assim, têm sido desenvolvidos métodos de

análises estáticas não lineares – com controlo de deslocamentos – que, mantendo a simplicidade de cálculo, permitem ter em conta a não linearidade da estrutura e assim modelá-la mais correctamente.

Este tipo de análises permite um conhecimento mais aprofundado das estruturas, avaliando o seu desempenho sísmico e o andamento dos danos à medida que a acção sísmica vai aumentando a sua intensidade. É bastante útil, por exemplo, quando se pretende reforçar uma estrutura já existente.

Dentro das análises estáticas não lineares, destacam-se o Método N2, proposto por Fajfar [1988], incluído no Anexo B do Eurocódigo 8, o Método do Espectro da Capacidade Resistente ATC-40 e o Método do Coeficiente de Deslocamento FEMA-356. Este trabalho incidirá sobre o primeiro método, visto que é o que está patente nos regulamentos que em breve entrarão em vigor. Com a análise de um caso de estudo, o autor aprofundará os seus conhecimentos sobre o EC8 e sobre as análises não lineares.

Será ainda feita, também com recurso a um programa de cálculo automático, uma análise modal por espectro de resposta.

### 1.2 Organização do Trabalho

Começa-se por descrever, no capítulo 2, a filosofia do EC8 em termos de projecto de estruturas resistentes aos sismos, bem como critérios básicos de concepção, modelação da acção sísmica e os tipos de análise previstos neste regulamento.

O capítulo 3 trata de descrever detalhadamente o que é uma análise *pushover* utilizando o Método N2, como se aplica e quais os passos a seguir para a sua implementação. São abordados os conceitos teóricos, sendo a aplicação ao caso de estudo feita posteriormente.

No capítulo 4, numa primeira parte, descreve-se o edifício em estudo, analisando o tipo de solução estrutural e os vários elementos que o compõem. Seguidamente, indica-se a forma como o edifício foi modelado no *software* de cálculo, descrevendo todo esse processo (fundações, pilares, vigas, paredes resistentes, lajes e os respectivos materiais utilizados).

O capítulo 5, aplicação da análise *pushover*, começa por indicar de que forma foram contabilizadas as propriedades não lineares, isto é, como foram definidas as rótulas plásticas. Tendo sido adoptados dois tipos de rótulas – dadas pelo software e calculadas manualmente –, a análise é então separada em dois casos distintos, efectuando-se a comparação dos resultados obtidos através destas duas modelações.

No capítulo 6, os resultados obtidos através da análise não linear são comparados com uma análise modal por espectro de resposta. Para esse efeito, apresentam-se os deslocamentos totais e deslocamentos interpisos, obtendo-se assim uma avaliação dos danos na estrutura para os dois tipos de análise. Faz-se também a descrição do modo como as rótulas plásticas se vão formando no edifício até se atingir o deslocamento-objectivo obtido pelo método N2.



## Capítulo 2 – Dimensionamento Sísmico de Acordo com o EC8

### 2.1 Critérios Básicos de Concepção Sísmica

As estruturas construídas em regiões sísmicas devem ser projectadas de modo a que sejam garantidos, de acordo com o EC8, dois tipos de requisitos: requisito de não ocorrência de colapso (estado limite último) e requisito de limitação de danos (danos que limitam a utilização da estrutura com os fins para os quais foi projectada e que não possam ser reparados sem um investimento económico significativo).

O EC8 indica princípios básicos de concepção para edifícios resistentes aos sismos que devem ser aplicados desde o início do projecto para que os sistemas estruturais satisfaçam, com custos aceitáveis, os requisitos definidos no parágrafo anterior. São eles [Almeida, J; Costa, A., 2009]:

- Simplicidade estrutural – transmissão de forças através de trajectórias claras, facilitando a previsão do comportamento da estrutura face a uma acção sísmica;
- Uniformidade, simetria e redundância da estrutura – a uniformidade da estrutura em planta faz com que a transmissão das forças sísmicas até aos apoios seja curta e directa; uma estrutura regular em altura evita a concentração de esforços em certas zonas e o colapso prematuro;
- Resistência e rigidez nas duas direcções – a estrutura deve resistir a acções horizontais em qualquer direcção;
- Resistência e rigidez à torção – limitar a existência de esforços de torção na estrutura;
- Acção de diafragma ao nível dos pisos – garantir, através das lajes, que todos os elementos estruturais verticais recebem as forças sísmicas, actuando conjuntamente;
- Fundação adequada

#### 2.1.1 Critérios de Regularidade Estrutural

A regularidade estrutural divide-se em dois tipos: regularidade em altura e regularidade em planta. O cumprimento ou não destes critérios determina o tipo de análise sísmica e o modelo da estrutura a utilizar e afecta o coeficiente de comportamento (para a análise linear) a ser utilizado:

Tabela 2.1 – Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico (EC8, 2009)

Regularidade		Simplificações admitidas		Coefficiente de comportamento
Em planta	Em altura	Modelo	Análise elástica linear	(para a análise linear)
Sim	Sim	Plano	Força lateral	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Modal	Valor reduzido
Não	Sim	Espacial	Força lateral	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Modal	Valor reduzido

### 2.1.1.1 Regularidade em Planta

O parágrafo 4.2.3.2 do EC8 indica as condições que devem ser satisfeitas para que uma estrutura possa ser considerada regular em planta: simetria, em planta, da rigidez lateral e distribuição de massas segundo dois eixos ortogonais; configuração compacta em planta; elevada rigidez dos pisos comparativamente à rigidez lateral dos pilares (comportamento de diafragma das lajes); esbelteza, em planta, entre as maiores e menores dimensões do edifício não deve ser superior a 4; verificação, ao nível de cada piso, de condições de torção.

### 2.1.1.2 Regularidade em Altura

Os critérios definidos no ponto 4.2.3.3 do EC8 para a verificação da regularidade em altura são, resumidamente, os seguintes: continuidade, desde o nível da fundação até ao topo do edifício, de todos os elementos resistentes às acções laterais – núcleos, paredes estruturais ou pórticos; rigidez lateral e massa de cada piso constantes (ou com redução gradual) desde a fundação até ao topo do edifício; pequena variação, entre pisos adjacentes, entre a resistência real do piso e a resistência exigida pelo cálculo. Existem ainda condições que devem ser verificadas quando a construção tem recuos.

## 2.2 Conceito de *Capacity Design*

O EC8 pretende que a filosofia subjacente ao projecto de estruturas em regiões de risco sísmico elevado seja a de *Capacity Design* (ou capacidade resistente). O dimensionamento por capacidades resistentes assenta na ideia que a estrutura deve poder dissipar energia através do comportamento não linear dos seus elementos sem se tornar num mecanismo global ou

parcial. Quer isto dizer que as rótulas plásticas devem formar-se nas vigas e não nos pilares, conforme a Figura 2.1:

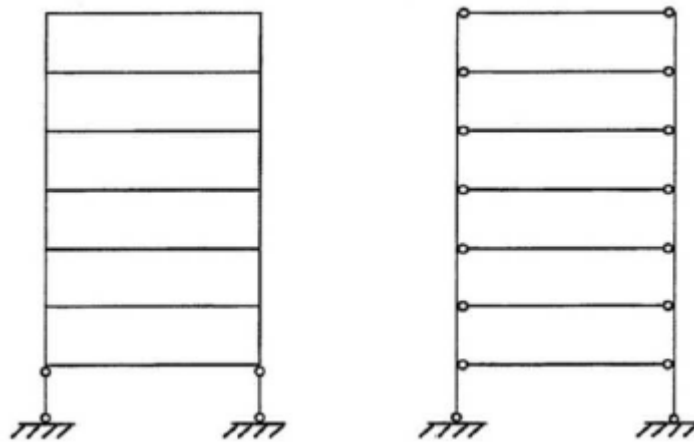


Figura 2.1 – Formação de rótulas plásticas em pilares e em vigas (Bento et. al, 2000)

Este tipo de comportamento, denominado viga fraca / coluna forte, obtém-se impondo as zonas onde se formam rótulas plásticas e respectiva sequência através de um excesso de resistência nos sítios onde se pretende que a estrutura se mantenha em regime elástico e da adopção de medidas que garantam ductilidade adequada nas zonas a plastificar.

Obrigando a estrutura a trabalhar desta forma, conseguem evitar-se modos de rotura frágeis e a formação de mecanismos instáveis, ou seja, o colapso rápido da estrutura sem dissipação suficiente de energia. Uma vez que a plastificação não se dá em toda a estrutura mas sim em zonas definidas pelo projectista, existe um melhor controlo sobre os danos e sobre os locais onde estes irão ocorrer.

## 2.3 Definição da Acção Sísmica

### 2.3.1 Tipo de Terreno

O conhecimento do tipo de terreno em que se insere o edifício a projectar revela-se de enorme importância pois afecta a forma como a estrutura vai responder às solicitações horizontais – o factor de terreno,  $S$ , influencia o espectro de resposta. O EC8, no Quadro 3.1 – Tipos de Terreno, do ponto 3.1.2, divide os tipos de terreno em cinco categorias (ver Tabela A.1 do Anexo A).



### 2.3.2 Zonamento Sísmico

O EC8 remete para o anexo nacional do país em questão a divisão do terreno em diferentes zonas conforme a sua sismicidade. Cada zona sísmica e cada tipo de sismo terá um valor diferente de  $a_{gr}$ , aceleração máxima de referência na base num terreno tipo A. A tabela NA.I do anexo nacional do EC8 divide o território nacional por concelhos e especifica quais os valores de  $a_{gr}$  (ver Anexo A, Figura A.1 e Tabela A.2).

### 2.3.3 Classes de Importância

Os edifícios são classificados em quatro classes de importância em função das consequências de colapso em termos de vidas humanas, da sua importância para a segurança pública e para a protecção civil imediatamente após o sismo e das consequências sociais e económicas do colapso [EN 1998:2009]. A tabela 4.3 do EC8 define essas classes e o anexo nacional define os valores do coeficiente de importância,  $\gamma_1$ , a adoptar (ver Tabela A.3 do Anexo A do presente texto).

A aceleração máxima de referência deverá ser multiplicada pelo coeficiente de importância, obtendo-se assim a aceleração sísmica de projecto,  $a_g$ :

$$a_g = a_{gR} \times \gamma_1 \quad (2.1)$$

### 2.3.4 Classes de Ductilidade

De acordo com o EC8 existem três classes de ductilidade:

- Classe de ductilidade baixa (DCL);
- Classe de ductilidade média (DCM);
- Classe de ductilidade alta (DCH)

A primeira classe de ductilidade corresponde a um baixo nível de dissipação de energia, devendo ser usadas apenas em zonas de baixa sismicidade. Isto corresponde a fazer o dimensionamento de acordo com o Eurocódigo 2 – fundamentalmente, em regime elástico.

As classes de resistência mais elevadas garantem níveis de plasticidade mais elevados, evitando roturas frágeis, desde que se tenha em linha de conta o prescrito no EC8, pontos 5.4 a 5.6. Estes níveis de ductilidade irão afectar o coeficiente de comportamento,  $q$ .

### 2.3.5 Coeficiente de Comportamento

Os elementos que compõem uma estrutura podem ser sujeitos a uma acção sísmica tal que o seu comportamento ultrapassa a fase elástica linear e entra em comportamento não linear. Quer isto dizer, simplificadamente, que o mesmo nível de esforços na estrutura será atingido para um campo de deslocamentos significativamente maiores do que quando está assumido o comportamento linear. A Figura 2.2 traduz esta relação:

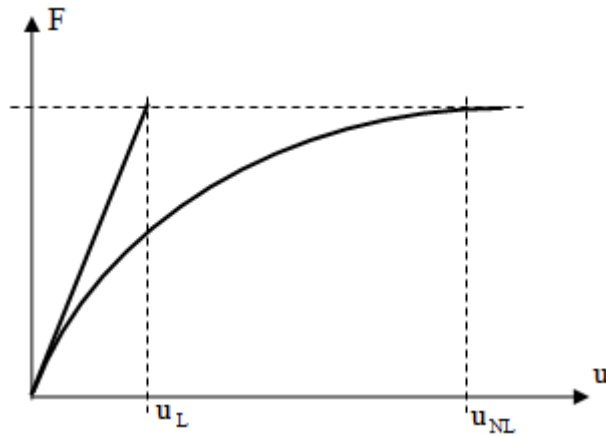


Figura 2.2 – Resistência de estruturas a deslocamentos impostos

O coeficiente de comportamento (neste caso, em relação a deslocamentos) é então o quociente entre o valor de  $u_L$  e  $u_{NL}$ , ou seja, é um factor de proporcionalidade entre o valor que o deslocamento (ou uma outra grandeza) assume se a estrutura responder ao sismo em regime linear e o valor da mesma grandeza se a resposta se der em regime não linear, tomando o valor 1 quando o comportamento é elástico linear [Guerreiro, L. 2008].

De acordo com o EC8, parágrafo 5.2.2.2, o coeficiente de comportamento é determinado da seguinte forma:

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad (2.2)$$

onde:

$q$  – coeficiente de comportamento

$q_0$  – valor básico do coeficiente de comportamento, função do tipo de sistema estrutural e da sua regularidade em altura

$k_w$  – factor que reflecte o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes  
O valor de  $q_0$  é obtido no quadro 5.1 do EC8 (ver Tabela C.4 do Anexo C).

O coeficiente  $k_w$  é definido em 5.2.2.2 (11) e vale 1,0 para sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos.

### 2.3.6 Representação básica da acção sísmica

#### 2.3.6.1 Espectro de Resposta Elástico

O movimento sísmico é representado por um espectro de resposta elástico da aceleração à superfície do terreno. É através dos espectros de resposta que se obtêm os valores extremos dos deslocamentos (ou acelerações) da estrutura, que traduzem os efeitos da acção sísmica sobre o edifício a projectar. A sua forma geral é apresentada na Figura 3.1 do EC8, parágrafo 3.2.2.2, sendo definida pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (2.3)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (2.4)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (2.5)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (2.6)$$

onde:

$S_e(T)$  – espectro de resposta elástica

$T$  – período de vibração de um sistema de um grau de liberdade

$a_g$  – valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A

$T_B$  – limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante

$T_C$  – limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante

$T_D$  – valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante

$S$  – coeficiente de solo

$\eta$  – coeficiente de correcção do amortecimento, com o valor de referência  $\eta = 1$  para 5% de amortecimento viscoso

A Figura 2.3 representa a forma do espectro de resposta elástico:

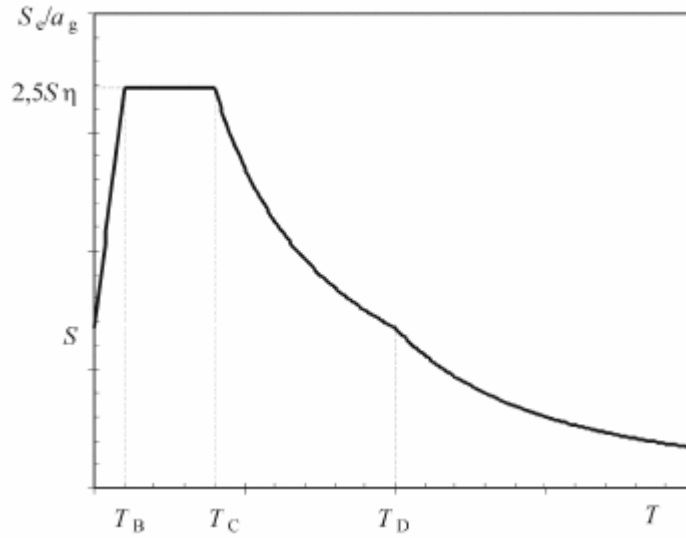


Figura 2.3 – Forma do espectro de resposta elástica (EN 1998:2009)

Os períodos de  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  e o parâmetro  $S$  dependem do tipo de terreno e da acção sísmica a considerar. As tabelas NA – 3.2 e NA – 3.3 do anexo nacional do EC8 indicam os valores a utilizar e podem ser encontrados nas Tabelas A.4 e A.5 do Anexo A.

### 2.3.6.2 Espectro de Resposta de Cálculo

O espectro de resposta de cálculo deve ser utilizado para ter em conta a resposta não linear da estrutura. A consideração deste comportamento permite dimensionar o edifício em questão para forças inferiores às obtidas pelo espectro elástico. O EC8 preconiza, para não terem de ser realizadas análises não lineares, que o espectro de resposta elástico possa ser transformado num espectro de resposta reduzido (de cálculo) por intermédio do coeficiente de comportamento,  $q$ . As expressões que definem o espectro de cálculo são, de acordo com o parágrafo 3.2.2.5, as seguintes:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.7)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2.8)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.9)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.10)$$

onde:

$a_g$ ,  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  são os definidos anteriormente

$S_d(T)$  – espectro de cálculo

$q$  – coeficiente de comportamento

$\beta$  – coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal (valor recomendado de 0,2).

### 2.3.7 Combinação de Acções para a Situação Sísmica de Projecto

A acção sísmica de projecto é dada, de acordo com o disposto no EC0 [EN 1990:2002], parágrafo 6.4.3.4:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} + A_{Ed} \quad (2.11)$$

em que:

$G_{k,j}$  – valor característico das cargas permanentes

$\psi_{2,i}$  - coeficiente de combinação para o valor quase-permanente de uma acção variável  $i$

$Q_{k,i}$  – valor característico das cargas variáveis

$A_{Ed}$  – valor de cálculo da acção sísmica, dado por  $\gamma_I \times A_{E,k}$

$A_{E,k}$  - valor característico da acção sísmica

“+” – a combinar com

A acção sísmica do EC8 não é majorada mas os seus efeitos dependem da classe de importância do edifício.

## 2.4 Tipos de Análise Sísmica pelo EC8

Designa-se por análise sísmica numa estrutura a análise da resposta dessa estrutura quando solicitada por um movimento na base representativo numa acção sísmica [Guerreiro, 1999].

O Eurocódigo 8 – Parte 1 admite, como forma de determinar os efeitos sísmicos e das outras acções sobre a estrutura, para a situação sísmica de projecto, métodos com base no comportamento elástico linear (análise estática equivalente e análise dinâmica modal por espectro de resposta) e não linear (análise estática não linear e análise dinâmica não linear).

### **2.4.1 Análise Elástica Linear**

O parágrafo 4.3.3.1 (2) do referido regulamento determina que o método de referência (passível de ser utilizado em todo o tipo de edifícios) é a análise modal por espectro de resposta, estando o método de análise por forças laterais reservado a edifícios que satisfaçam certas condições (ver tabela 2.1 do presente texto).

#### **2.4.1.1 Análise por Forças Laterais**

Este método consiste em simular a acção sísmica por uma aplicação separada de dois conjuntos de forças horizontais, perpendiculares entre si, à estrutura. Não tem em linha de conta os efeitos dinâmicos da acção sísmica, pelo que o Eurocódigo 8 só permite que seja realizada em edifícios cujos modos de vibração mais elevados não contribuam de forma significativa para a resposta da estrutura (parágrafo 4.3.3.2.1 (2)) – quer isto dizer que as rotações têm de ser inferiores às translações da estrutura [Bagorro, 2009].

Estas forças, que pretendem simular o pico das forças de inércia produzidas pela acção sísmica [Fardis, 2005], dependem da massa da estrutura e da maneira como esta se deforma – admitindo-se que o primeiro modo de vibração é o mais importante, distribuem-se de forma linear ao longo da altura do edifício.

#### **2.4.1.2 Análise Modal por Espectro de Resposta**

Nesta análise, devem ser considerados todos os modos de vibração da estrutura que contribuem significativamente para a resposta global da estrutura. Considera-se que este requisito é satisfeito quando a soma das massas modais efectivas para os modos considerados representa, pelo menos, 90% da massa total da estrutura ou todos os modos com massas modais efectivas superiores a 5% da massa total são considerados [EN 1998:2009].

O espectro de resposta é a representação gráfica do valor máximo da resposta de um conjunto de osciladores de um grau de liberdade, quando solicitados por determinada acção sísmica. Cada modo de vibração de estrutura comporta-se como um sistema de um grau de liberdade e a resposta máxima ao longo do tempo de actuação do sismo deste modo de vibração corresponde ao valor espectral associado à frequência de vibração do modo. Calculadas as

frequências próprias de vibração da estrutura, obtêm-se valores máximos dos deslocamentos (ou acelerações, dependendo do espectro utilizado) [Guerreiro, 1999].

Devem, em seguida, ser combinados os resultados obtidos no parágrafo anterior para cada modo de vibração significativo. Esta combinação pode ser feita através da “Raiz Quadrada da Soma dos Quadrados” (RQSQ), que diz que “o valor máximo da resposta de uma determinada grandeza ( $G$ ) pode ser estimado através da raiz quadrada da soma dos quadrados da resposta dessa grandeza em cada modo ( $G_n$ )” [Guerreiro, 1999]:

$$G \approx \sqrt{\sum_{n=1}^m (G_n)^2} \quad (2.12)$$

Esta regra de combinação modal dá bons resultados desde que as frequências dos vários modos estejam suficientemente afastadas. Se tal não acontecer, isto é, se houver modos com frequências próximas então é mais adequado utilizar a regra designada por “Combinação Quadrática Completa” (CQC) [Guerreiro, 1999]. Considera-se que os modos são próximos quando o seu quociente é inferior a 1,5 ou superior a 0,67 (caso contrário, a sua correlação é menor que 6% e é irrelevante o uso da CQC). A CQC está expressa na Equação 2.13:

$$G \approx \sqrt{\sum_{n=1}^m \sum_{i=1}^m \rho_{in} \cdot G_i \cdot G_n} \quad (2.13)$$

onde:

$\rho_{in}$  – coeficiente de correlação entre os modos  $i$  e  $n$

$G_i$  – resposta do modo  $i$

$G_n$  – resposta do modo  $n$

#### 2.4.2 Análise Não Linear

O EC8 permite ainda, para além de análises elásticas lineares, a realização de análises não lineares (têm em conta o comportamento dos elementos pós-elástico). O parágrafo 4.3.3.4 dá algumas indicações, não tão pormenorizadas como para os métodos anteriores, sobre como podem ser feitas essas análises.

A análise *pushover* será objecto de descrição mais detalhada no próximo capítulo deste trabalho, apresentando-se aqui apenas o que está disposto no EC8.

#### 2.4.2.1 Análise Estática Não Linear – *pushover*

“A análise *pushover* é uma análise estática não linear sob forças gravíticas constantes e cargas horizontais de crescimento monotónico” [EN 1998:2009]. Este tipo de análise pode ser utilizado para:

- Calcular com rigor o factor  $\alpha_u/\alpha_1$ , que entra no cálculo do coeficiente de comportamento (ver parágrafo 2.2.5 do presente texto);
- Estimar os mecanismos plásticos e a distribuição dos danos;
- Avaliar o desempenho sísmico de estruturas já existentes;
- Como forma alternativa de dimensionamento de estruturas, evitando o recurso ao coeficiente de comportamento  $q$ . A base de cálculo deverá ser o deslocamento-alvo do edifício.

O EC8 – Parte 1, como regulamento para o projecto de estruturas à acção sísmica, dá naturalmente mais ênfase a esta última utilização. O Anexo B apresenta uma forma de calcular o deslocamento-alvo baseada no método N2.

#### 2.4.2.2 Análise Dinâmica Não Linear

Este tipo de análise é o mais complexo, exige maior capacidade de processamento e acaba, invariavelmente, por dar origem a cálculos mais demorados. É, por estas razões, o método menos utilizado pelos projectistas. No entanto, combina o comportamento real dos materiais (não linear) e simula a acção sísmica como ela é – uma acção dinâmica –, sendo por isso o método mais exacto.

Consiste na integração numérica (pelo Método de *Newmark* ou das Diferenças Centrais, por exemplo) das equações diferenciais do movimento, sendo os movimentos na base representados por acelerogramas.





## Capítulo 3 – Análise *pushover*

A análise sísmica tem vindo a ser objecto de diversas alterações nos tempos mais recentes, tendo sido desenvolvidos métodos de dimensionamento sísmico que têm em conta o desempenho das estruturas (ductilidade). Essas alterações e melhoramentos têm reflexo nos regulamentos, que passaram a incluir normas para realização destes novos tipos de análise.

O controlo dos danos é um dos factores a considerar quando se fala em desempenho sísmico de uma estrutura. Não se consegue fazer este controlo com as análises sísmicas lineares (estáticas ou modais), mesmo introduzindo o coeficiente de comportamento  $q$  – que terá em conta a ductilidade da estrutura – nos espectros de resposta.

A solução passa pois por aplicar análises estáticas não-lineares, *pushover*, que conseguem determinar onde ocorrerão os danos (rótulas plásticas) e quais as suas implicações no comportamento da estrutura (modo de colapso). Conseguem-se assim determinar pontos fracos na estrutura que escapam a uma análise elástica, fornecendo mais informações sobre a resistência e ductilidade da mesma.

Estes métodos podem ser utilizados para, por exemplo, fazer a verificação do dimensionamento de novas estruturas, determinar os danos previsíveis em estruturas existentes e avaliar a resposta global da estrutura a acções sísmicas de diferentes intensidades [Fajfar et. al., 2008].

O EC8 prevê, no parágrafo 4.3.3.4.2, a utilização deste tipo de análise, remetendo para o seu Anexo B as informações sobre como aplicá-lo. O método aí detalhado é o N2 (proposto por Fajfar e Fischinger, 1988), sendo por isso o objecto de estudo deste trabalho.

### 3.1 Método N2

A realização de uma análise *pushover* passa pela determinação da curva de capacidade da estrutura, que é a relação entre a força de corte basal e o deslocamento no nó de controlo, situado no topo do edifício (ver Figura 3.2).

Este método combina a análise estática não linear de um sistema de  $n$  graus de liberdade com uma análise por espectro de resposta de um sistema equivalente de 1 grau de liberdade [Fajfar, 2000].

### 3.1.1 Passos do Método N2

#### 3.1.1.1 Modelação estrutural e definição da acção sísmica

A estrutura deverá ser definida num modelo em 2D. Esse modelo deverá caracterizar a resistência e o comportamento não linear dos elementos que compõem o sistema estrutural. De acordo com o EC8, parágrafo 4.3.3.4.1 (2), deverá utilizar-se para cada elemento uma relação força-deformação bilinear com rigidez nula pós-cedência ou relações trilineares que tenham em conta a rigidez pós-fendilhação. Para os elementos verticais, devem considerar-se os esforços axiais devidos às forças gravíticas. Estas forças gravíticas são aplicadas com a combinação:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \times Q_{k,i} \quad (3.1)$$

em que:

$G_{k,j}$  – valor característico das cargas permanentes

$\psi_{E,i}$  – coeficiente de combinação para uma acção variável  $i$ , a utilizar no cálculo dos esforços sísmicos de cálculo

$Q_{k,i}$  – valor característico das cargas variáveis

As acções gravíticas separam-se em dois casos: acções permanentes (peso próprio, revestimentos, etc.) e acções variáveis, sendo que as últimas podem ou não estar presentes na estrutura. Os coeficientes de combinação  $\psi_{E,i}$  têm em conta essa mesma possibilidade, reduzindo as sobrecargas de projecto.

$$\psi_{E,i} = \varphi \times \psi_{2,i} \quad (3.2)$$

$\varphi$  – coeficiente de redução que tem em conta a possibilidade da presença do carregamento

### 3.1.1.2 Espectro de resposta no formato aceleração-deslocamento

O espectro de resposta elástica para um sistema de 1 grau de liberdade da aceleração é transformado num espectro elástico de resposta no formato aceleração-deslocamento através da relação:

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} \times S_a \quad (3.3)$$

Em que:

$S_d$  – valor espectral elástico do deslocamento

$S_a$  – valor espectral elástico da aceleração

$T$  – período da estrutura

O espectro toma então a forma apresentada na Figura 3.1:

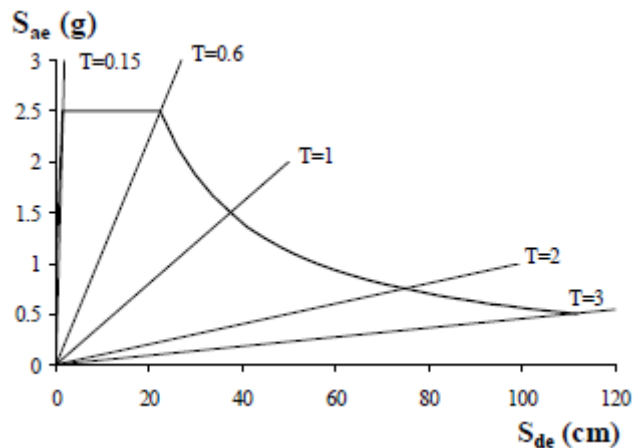


Figura 3.1 – Espectro de resposta elástica no formato aceleração-deslocamento (Fajfar, 2000)

Nos períodos superiores a 3s o gráfico torna-se constante.

### 3.1.1.3 Curva de capacidade resistente – Análise *pushover*

Faz-se uma análise *pushover* à estrutura onde, sob carregamentos verticais constantes, se aplicam diferentes distribuições de forças laterais até se atingir um certo deslocamento-alvo  $d_m^*$  (deslocamento no nó de controlo, geralmente no topo do edifício). Estas forças laterais pretendem simular as forças de inércia ao nível de cada piso devido à acção sísmica.

À medida que a intensidade do carregamento vai aumentando, diferentes elementos do edifício vão entrando em cedência, diminuindo assim a rigidez global da estrutura.

A escolha das distribuições laterais de forças é um passo crucial. Não existe uma distribuição unívoca de forças laterais, mas o número de distribuições que permitem obter resultados razoáveis é relativamente baixo e, dentro desta gama de distribuições, os resultados são semelhantes [Fajfar, 2000].

O EC8, no parágrafo 4.3.3.4.2.2 (1), indica quais as distribuições de cargas laterais que devem ser aplicadas:

1. Uma distribuição “uniforme”, baseada em forças laterais proporcionais à massa independentemente da altura;
2. Uma distribuição “modal”, proporcional às forças laterais correspondentes à distribuição das forças laterais na direcção considerada, determinada na análise elástica.

A distribuição é dada por:

$$F_i = m_i \cdot \phi_i \cdot p \quad (3.4)$$

onde:

$F_i$  – Intensidade de carregamento no piso  $i$

$m_i$  – Massa do piso  $i$

$\phi_i$  – Componente da deformada do modo condicionante no piso  $i$

$p$  – Factor incremental que controla a intensidade do carregamento

Estas forças são aplicadas no centro de massa de cada piso. Contudo, para ter em conta efeitos acidentais de torção, o EC8, no parágrafo 4.3.2 (1) diz que deve ser considerada uma excentricidade acidental,  $e_{ai}$ , para ter em conta a incerteza na localização das massas e a variação espacial do movimento sísmico:

$$e_{ai} = 0,05 \times L_i \quad (3.5)$$

onde  $L_i$  é a dimensão do piso na direcção perpendicular à direcção da acção sísmica.

O deslocamento de controlo,  $d_n$ , deve variar, de acordo com o EC8, parágrafo 4.3.3.4.2.3 (1), entre 0 e 150% do deslocamento-alvo. Por sua vez, o deslocamento-alvo é definido em 4.3.4.2.6 e é dado pela exigência sísmica determinada a partir do espectro de resposta elástica em termos do deslocamento de um sistema equivalente com um grau de liberdade.

Sabendo a distribuição de forças laterais e o deslocamento de controlo, pode-se traçar a curva de capacidade resistente que representa a força de corte basal ( $F_b$ ) na estrutura vs o deslocamento no nó de controlo ( $d_n$ ) – Figura 3.2.

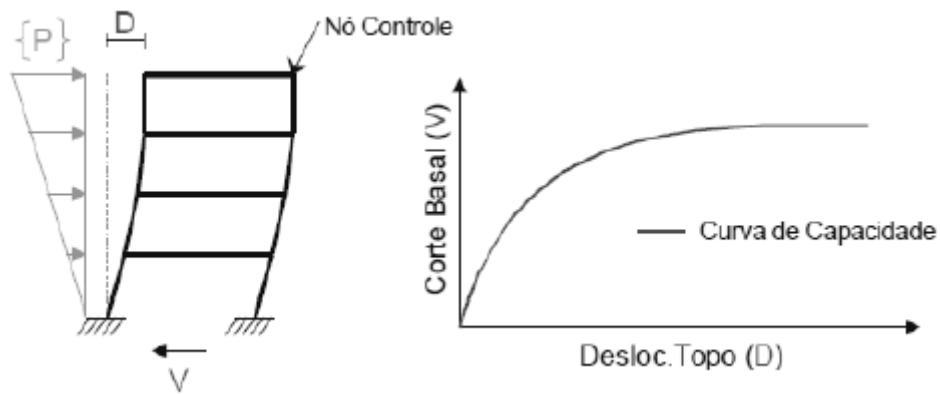


Figura 3.2 – Curva de capacidade resistente (Bento, 2003)

#### 3.1.1.4 Sistema equivalente de 1 grau de liberdade

No método N2, o desempenho sísmico é determinado usando um espectro de resposta. O comportamento não linear da estrutura é tido em conta de forma explícita. Assim sendo, a estrutura deve ser modelada utilizando um sistema de 1 grau de liberdade [Fajfar, 2000]. O EC8, no Anexo B, indica uma forma de se fazer essa passagem de um sistema de  $n$  graus de liberdade para um sistema equivalente de 1 grau de liberdade.

É definido  $\Gamma$ , denominado factor de transformação ou de participação modal, que controla a passagem de um sistema para outro. É dado por:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (3.6)$$

Para se obter a curva de capacidade resistente do sistema de 1 grau de liberdade basta dividir os parâmetros da curva de capacidade resistente obtida no passo anterior por  $\Gamma$ :

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (3.7)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (3.8)$$

Interessa agora, para caracterizar o comportamento do sistema equivalente de 1 grau de liberdade de forma simplificada, traçar um diagrama idealizado elasto-perfeitamente plástico. O EC8 propõe um diagrama sem rigidez pós-cedência com a seguinte forma (Figura 3.3):

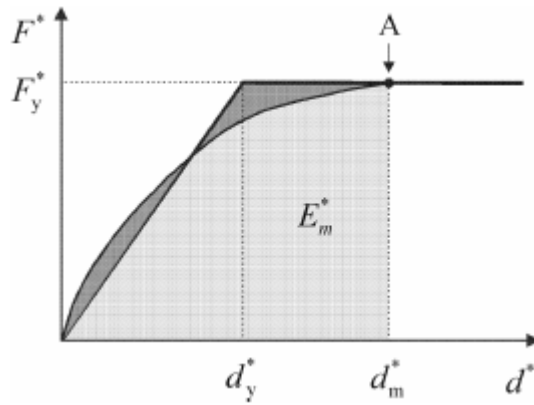


Figura 3.3 – Curva de capacidade resistente idealizada (EN 1998:2009)

$F_y^*$  – resistência última do sistema idealizado, representa também a força de corte na base para formação do mecanismo plástico

$d_y^*$  – deslocamento no limite da plasticidade do diagrama de capacidade resistente idealizado. É dado por:

$$d_y^* = 2 \left( d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (3.9)$$

$d_m^*$  – deslocamento no limite da plasticidade da curva de capacidade resistente

$E_m^*$  – energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico

A idealização bilinear deve ser feita de forma a que a área da curva abaixo e acima das rectas seja igual.

O período do sistema idealizado equivalente com um só grau de liberdade,  $T^*$ , é determinado através de:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (3.10)$$

### 3.1.1.5 Desempenho sísmico do sistema equivalente de 1 grau de liberdade

Pretende-se neste passo achar o deslocamento-alvo do sistema equivalente de 1 grau de liberdade. Para tal, o EC8, parágrafo B.5, indica que primeiro se deve calcular o deslocamento-alvo para o comportamento elástico ilimitado,  $d_{et}^*$ :

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[ \frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (3.11)$$

onde  $S_e(T^*)$  é o valor do espectro de resposta elástica de aceleração para o período  $T^*$ .

O cálculo do deslocamento-alvo,  $d_t^*$ , que tem em conta o comportamento não linear da estrutura, é dividido em duas expressões: uma para estruturas com períodos curtos (onde  $T^* < T_c$ ) e outra para períodos médios ou longos ( $T^* \geq T_c$ ):

- Períodos curtos

Se  $\frac{F_y^*}{m^*} \geq S_e(T^*)$ , a resposta é elástica e  $d_t^* = d_{et}^*$ ;

Se  $\frac{F_y^*}{m^*} < S_e(T^*)$ , a resposta é não linear e:

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left( 1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (3.12)$$

Onde  $q_u$  é a relação entre a aceleração na estrutura com comportamento elástico ilimitado e na estrutura com resistência limitada  $F_y^*/m^*$ :

$$q_u = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*} \quad (3.13)$$



- Períodos médios e longos

É assumido que o deslocamento-alvo  $d_t^*$  é igual ao deslocamento-alvo da estrutura com comportamento elástico ilimitado:  $d_t^* = d_{el}^*$ .

A relação entre estas grandezas, no sistema de eixos aceleração-deslocamento, está patente na Figura 3.4:

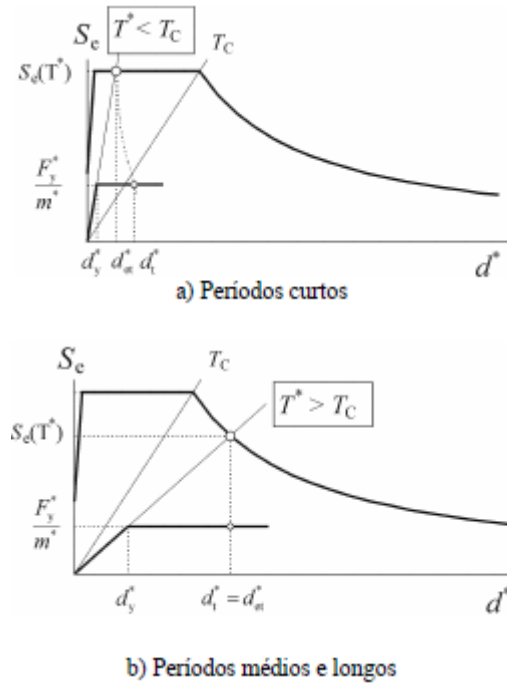


Figura 3.4 – Determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente de 1 grau de liberdade (EN 1998:2009)

### 3.1.1.6 Desempenho sísmico do sistema de $n$ graus de liberdade

Obtido o deslocamento-alvo para o sistema equivalente de 1 grau de liberdade,  $d_t^*$ , basta multiplicar esse valor pelo factor de transformação  $\Gamma$  para se obter o deslocamento-alvo do sistema de  $n$  graus de liberdade,  $d_t$ :

$$d_t = \Gamma \times d_t^* \quad (3.14)$$

A estrutura inicial, de vários graus de liberdade, é então levada até ao deslocamento-alvo  $d_t$  através da aplicação de forças laterais monotónicas (*pushover*), assumindo-se que os deslocamentos laterais assim obtidos aproximam-se aos de uma acção dinâmica [Fajfar, 2000].

## Capítulo 4 – Descrição e Modelação do Edifício

### 4.1 Descrição do Edifício

#### 4.1.1 Introdução

O edifício em estudo é o módulo F do Departamento de Matemática do *campus* da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, situado no concelho de Almada, distrito de Setúbal. Em termos funcionais, este módulo alberga a portaria e secretaria do respectivo departamento, bem como alguns gabinetes de docentes.

O projecto do Departamento de Matemática data de 1996, tendo sido desenhado pelo gabinete G. B. Arquitectos, Lda. O projecto de estabilidade é da responsabilidade dos Eng.ºs José Mendonça e Miguel Villar (Betar Estudos e Projectos). A Figura 4.1 indica a localização do Módulo F.

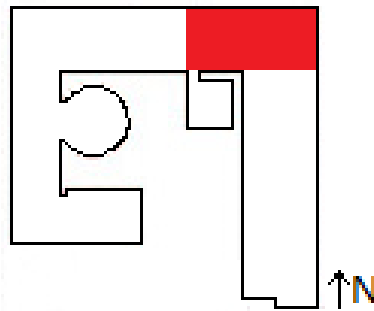


Figura 4.1 – Módulo F do Departamento de Matemática do *campus* da FCT/UNL

Foi escolhido este módulo em detrimento dos outros pois, embora tenha, à partida, uma planta aparentemente regular, a distribuição dos elementos verticais (pilares e paredes resistentes) leva a crer num desfasamento entre centros de rigidez e de massa. Paralelamente, existem, na parte exterior do edifício, pilares altos (com a altura do edifício) sem qualquer contraventamento, tendo sido considerado interessante estudar o seu comportamento.

Tem 3 pisos elevados cujo pé-direito é de 4,0m nos pisos 1 e 2 e 4,73m no piso 3. A planta do edifício é rectangular. Existe, no entanto, uma secção da cobertura que se encontra 1,5m abaixo da restante área.

A ligação com os módulos do edifício que lhe são adjacentes é feita por intermédio de juntas de dilatação de 3 cm.

A modelação do edifício foi feita com base nas plantas de arquitectura e de estruturas (ver Anexos D e E) e na consulta da memória descritiva do projecto. As Figuras 4.2 e 4.3 mostram o alçado Norte do edifício em estudo.



Figura 4.2 – Alçado Norte



Figura 4.3 – Alçado Norte

#### **4.1.2 Solução Estrutural**

A solução adoptada foi uma estrutura em betão armado composta por pilares, paredes resistentes e lajes fungiformes com vigas nas respectivas bordaduras. As lajes têm, na sua maioria, vãos de 6m na direcção  $x$ . É também nesta direcção que está orientado, no alçado Sul, um sistema porticado ligado à restante estrutura apenas pela cobertura.

##### **4.1.2.1 Fundações**

As fundações do edifício são directas e constituídas por sapatas rígidas de betão armado.

##### **4.1.2.2 Pilares**

Os pilares do edifício são em betão armado, à excepção das zonas indicadas nas plantas (ver Anexo D). Nesses locais, os pilares são em betão armado até a uma certa cota e a partir daí são constituídos por perfis HEB140. Por simplificação, considerou-se que essas mesmas ligações são perfeitas e que a transmissão de momentos entre a secção de betão armado e do perfil é totalmente conseguida.

##### **4.1.2.3 Paredes Resistentes e Núcleos de Escadas**

As paredes resistentes e núcleos de escadas são em betão armado. Os estribos são reforçados junto aos cantos das paredes, conforme se pode constatar nas pormenorizações presentes no Anexo E, de forma a confinar o betão nessas secções.

A distribuição destes elementos em planta é irregular e a geometria dos núcleos de escadas é em “U”.

##### **4.1.2.4 Vigas**

As vigas são todas em betão armado e encontram-se localizadas na bordadura das lajes e nos núcleos de escadas. As pormenorizações destes elementos encontram-se no Anexo E.

#### 4.1.2.5 Lajes

As lajes são do tipo fungiforme aligeirado com moldes não recuperáveis. A sua espessura é de 0,31m e as dimensões dos moldes são 0,7x0,7x0,24m. São armadas em ambas as direcções e possuem bandas maciças junto aos pilares.

#### 4.1.3 Materiais

##### 4.1.3.1 Betão e Armaduras

O tipo de betão utilizado em todos os elementos estruturais do edifício foi o B30 que, segundo a actual designação, pode ser equiparado a um C25/30 com as seguintes propriedades:

$$\begin{cases} f_{ck} = 25MPa \\ f_{cd} = 16,7MPa \\ E_{c,28} = 31GPa \\ \nu = 0,2 \\ \gamma = 25kN/m^3 \end{cases}$$

onde:

$f_{ck}$  – valor característico da resistência à compressão de um provete cilíndrico de betão aos 28 dias

$f_{cd}$  - valor de cálculo da resistência à compressão do betão

$E_{c,28}$  – módulo de elasticidade do betão aos 28 dias

$\nu$  - coeficiente de Poisson

$\gamma$  – peso próprio

O aço utilizado foi do tipo A400NR, que tem as seguintes características:

$$\begin{cases} f_{yk} = 400MPa \\ f_{yd} = 348MPa \\ E = 200GPa \\ \nu = 0,3 \\ \gamma = 77kN/m^3 \end{cases}$$

em que:

$f_{yk}$  - valor característico da tensão de cedência do aço

$f_{yd}$  - valor de cálculo da tensão de cedência do aço

E – módulo de elasticidade do aço

O recobrimento das armaduras é de 3,0cm em todos os elementos.

#### 4.1.3.2 Aço Estrutural

Os perfis HEB dos pilares são em aço do tipo Fe360B:

$$\left\{ \begin{array}{l} f_y = 235MPa \\ f_u = 360MPa \\ E = 210GPa \\ \nu = 0,3 \\ \gamma = 77kN/m^3 \end{array} \right.$$

$f_y$  - tensão de cedência do perfil de aço

$f_u$  – tensão última do perfil de aço

### 4.2 Modelação do Edifício

Foi feito, no programa de cálculo automático de estruturas SAP2000, um modelo espacial da estrutura.

Este programa permite realizar, para além das habituais análises modais por espectro de resposta, análises *pushover*, pois conseguem-se introduzir rótulas plásticas nos diversos elementos da estrutura de maneira a que o comportamento não linear dos materiais seja considerado na análise.

#### 4.2.1 Modelação dos Elementos Estruturais

Com a criação de uma grelha tridimensional foram definidas, no programa, as localizações dos pilares, vigas e paredes resistentes.

#### 4.2.1.1 Vigas e Pilares

Os pilares e vigas foram modelados através de elementos de barra (*frames*) com secção igual à definida no projecto de estruturas. Para a análise *pushover*, é necessário conhecer os momentos de cedência destes elementos, pelo que se introduziram todas as armaduras longitudinais (e, no caso dos pilares, também as transversais) em cada secção.

#### 4.2.1.2 Paredes Resistentes e Núcleos

As paredes resistentes e núcleos de escadas e elevadores foram modelados por elementos de *frame* e posicionados no ponto correspondente ao seu centro de massa. Introduziram-se *body constraints* entre a laje e as paredes nos sítios onde estas se intersectam para ligar os nós soltos da laje ao corpo rígido. Utilizaram-se elementos de *frame* pois, apesar de elementos *shell – layered non-linear* permitirem modelar mais fielmente as propriedades não lineares dos materiais e obter um comportamento mais próximo da realidade, não se conseguem introduzir rótulas plásticas noutros elementos que não os de *frame*.

Reduziu-se a rigidez destes elementos para 60%. Esta é uma simplificação corrente e é feita principalmente para ter em conta a flexibilidade do solo onde as paredes e os núcleos estão fundados. Obteve-se o valor de 60% fazendo com que as paredes cumprissem os ELU de acordo com as armaduras dadas no projecto de estruturas, utilizando a combinação sísmica.

#### 4.2.1.3 Lajes

As lajes fungiformes foram modeladas, no *SAP2000*, com elementos de *shell-thin*. Uma vez que existem zonas maciças (em redor dos elementos verticais e junto às vigas de bordadura), foram consideradas duas secções diferentes: uma secção maciça, com 0,31m de espessura, e uma secção aligeirada com uma espessura de membrana  $t_m=0,142\text{m}$ , que corresponde à área de secção transversal equivalente num metro de laje fungiforme, e uma espessura para o *bending* de  $t_b=0,245\text{m}$ , correspondente à inércia de um metro linear de laje. O material é C25/30.

## 4.2.2 Modelação dos Materiais

O comportamento não linear da estrutura é dado pela formação de rótulas plásticas nos seus elementos. Para uma correcta definição das rótulas, há que introduzir as propriedades não lineares dos materiais aço e betão.

### 4.2.2.1 Aço A400

É necessário introduzir os valores característicos da tensão e deformação do aço A400 para além da fase elástica. Introduziu-se uma tensão de cedência  $f_{yk} = 400$  MPa e uma tensão última  $f_{uk} = 1,15 \times 400 = 460$  MPa, às quais correspondem  $\varepsilon_{yk} = 0,2\%$  e  $\varepsilon_{uk} = 7,5\%$  (classe de ductilidade C).

Tabela 4.1 – Tensões e deformações definidas para o aço A400

	Deformação	Tensão [kPa]
1	-0,075	-460000
2	-2E-03	-400000
3	0	0
4	2E-03	400000
5	0,075	460000

O gráfico tensão-deformação idealizado fica então com a seguinte forma:

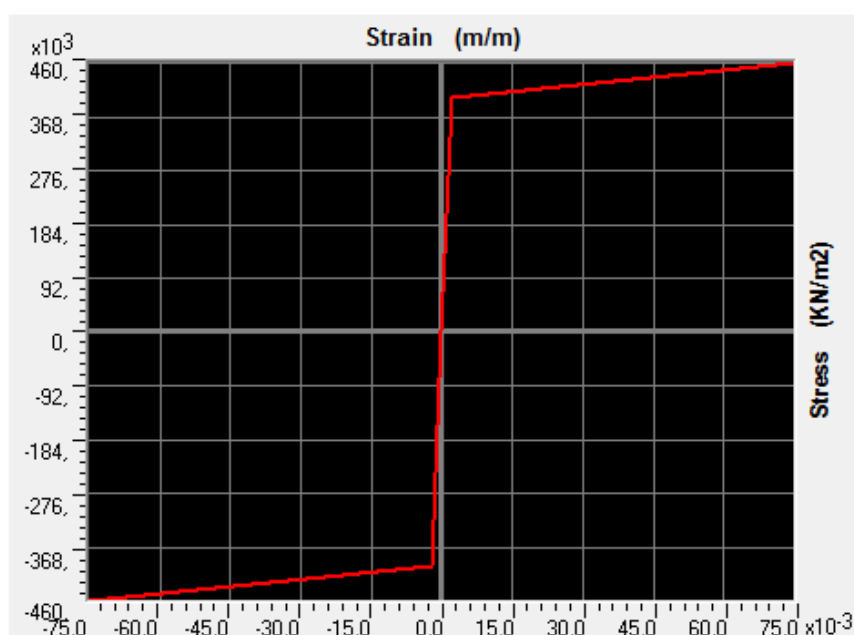


Gráfico 4.1 – Gráfico tensão-deformação do aço definido no SAP2000



#### 4.2.2.2 Betão

O comportamento não linear do betão, de acordo com o EC2 parágrafo 3.1.5 pode ser dado pela seguinte relação (Figura 4.4):

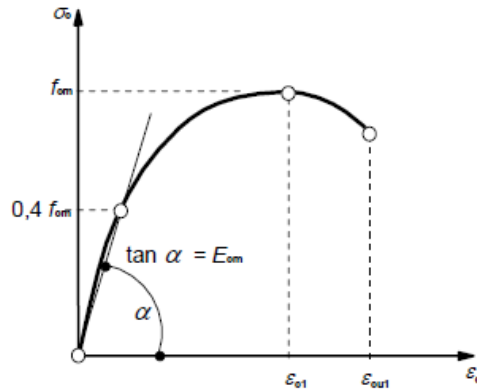


Figura 4.4 – Comportamento não linear do betão (EC2, 2004)

Este gráfico tensão-deformação é regido pela equação:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (4.1)$$

onde:

$f_{cm}$  é a tensão de compressão média do betão

$$k = 1,1 \times E_{cm} \times \frac{|\epsilon_{c1}|}{f_{cm}}$$

$E_{cm}$  é o Módulo de Elasticidade secante do betão entre 0 e  $0,4 f_{cm}$

$\epsilon_{c1}$  é a deformação correspondente à tensão máxima

$\eta = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}}$ . Foi definida anteriormente uma variável  $\eta$ , mas tendo em conta os contextos em que

ambas são utilizadas é improvável que sejam confundidas entre si

Para o C25/30, a tabela 3.1 do EC2 fornece os seguintes valores:

$$f_{cm} = 33 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 31 \text{ GPa}$$

$$\epsilon_{c1} = 2,1\text{‰}$$

$$\epsilon_{cu1} = 3,5\text{‰}$$

Foram introduzidos no SAP2000 os seguintes valores de tensão e deformação que definem o comportamento não linear do C25/30:

Tabela 4.2 – Valores de tensões e deformações para o betão

	Deformação	Tensão [kPa]
1	-3,50E-03	-21570
2	-2,50E-03	-32000
3	-2,10E-03	-33000
4	-1,58E-03	-31170
5	-1,05E-03	-25396
6	-5,25E-04	-15194
7	0	0
8	4,94E-03	2,67E-06
9	4,44E-03	2,67E-06

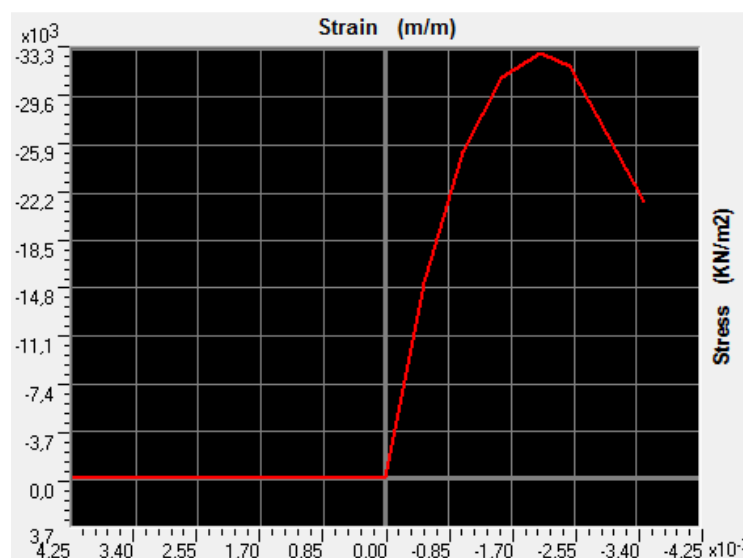


Gráfico 4.2 – Gráfico tensão-deformação do betão definido no SAP2000

### 4.2.3 Definição das Acções

Excluindo a acção sísmica, objecto de tratamento num outro parágrafo, as acções consideradas na modelação desta estrutura foram as seguintes:

#### 4.2.3.1 Cargas Permanentes

Peso próprio dos elementos estruturais:

- Peso próprio do betão armado: 25 kN/m<sup>3</sup>

- Peso próprio dos perfis de aço:  $77 \text{ kN/m}^3$

Os valores das restantes cargas permanentes foram retirados da memória descritiva do projecto:

- Revestimento de piso:  $1,2 \text{ kN/m}^2$
- Revestimento da cobertura:  $2,0 \text{ kN/m}^2$
- Paredes divisórias:  $1,5 \text{ kN/m}^2$
- Paredes exteriores:  $5,9 \text{ kN/m}$

#### 4.2.3.2 Acções Variáveis

A memória descritiva do projecto de estruturas refere que foram utilizadas as seguintes sobrecargas:

- Sobrecarga em salas de aula e administrativas:  $3,0 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga em terraço não acessível:  $0,4 \text{ kN/m}^2$

#### 4.2.4 Modelo Global da Estrutura

As Figuras 4.5 e 4.6 representam o modelo da estrutura no SAP2000:

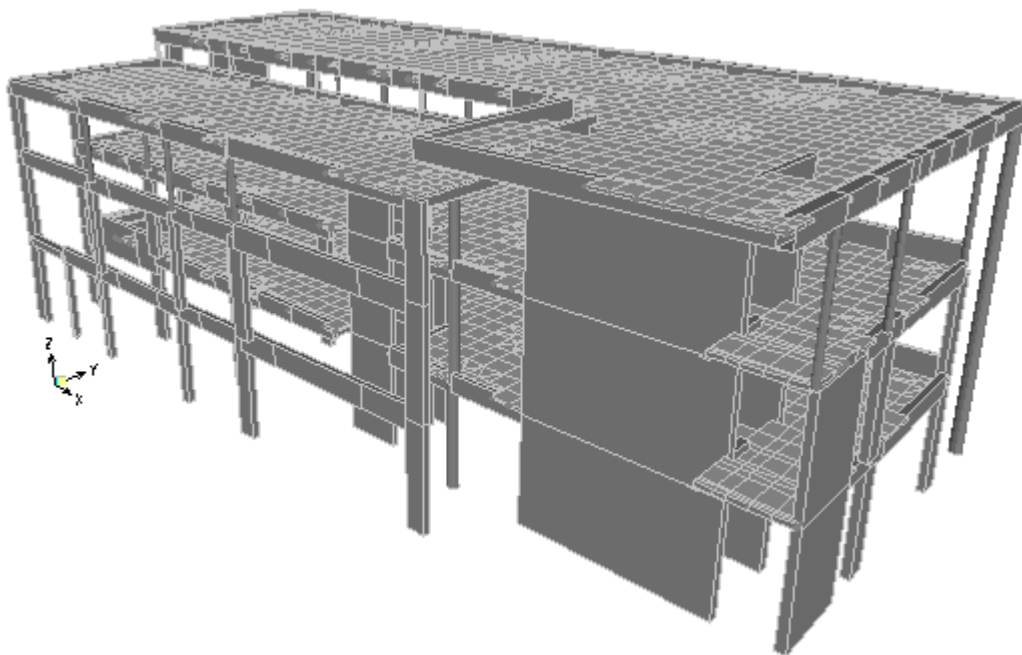


Figura 4.5 – Modelo Global da Estrutura (alçados Sul e Nascente)

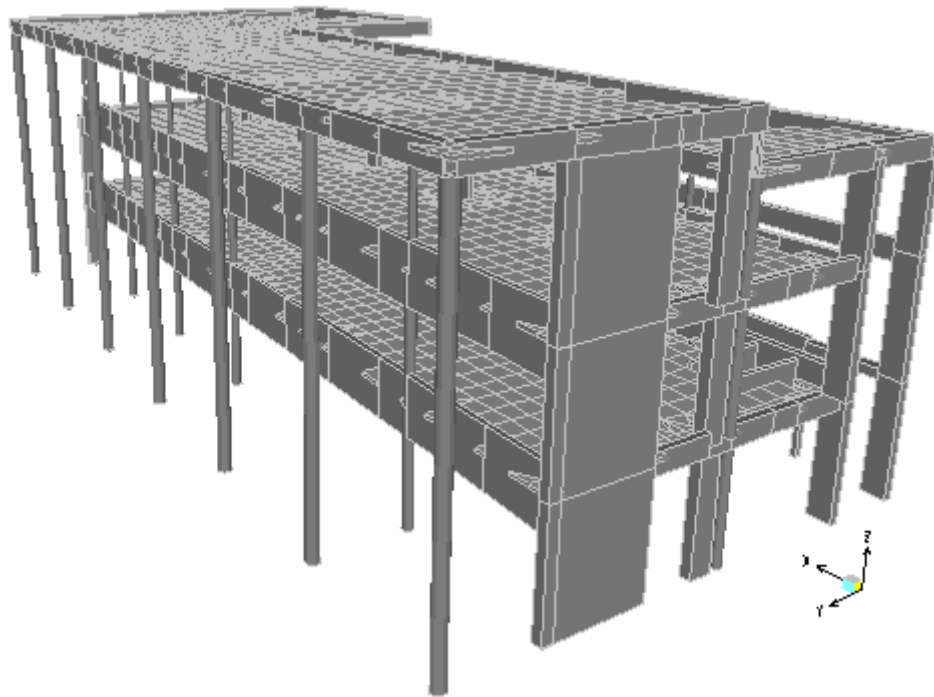


Figura 4.6 – Modelo global da estrutura (alçados Norte e Poente)

#### 4.2.5 Modos de Vibração

Os modos de vibração são características próprias da estrutura, não dependendo do carregamento mas sim da massa do edifício, da rigidez dos seus elementos e do número de graus de liberdade.

O EC8 refere, no parágrafo 4.3.3.3.1 (3) que os modos de vibração que contribuem significativamente para a resposta global da estrutura são aqueles cuja soma das massas modais efectivas representa, pelo menos, 90% da massa total da estrutura. Para a estrutura em causa, isto significa ter de considerar 45 modos de vibração (ver Anexo C). Em seguida apresentam-se os factores de participação de massa dos 5 primeiros modos de vibração, obtidos através do SAP2000:

Tabela 4.3 - Factores de participação de massa

Factores de Participação de Massa								
	Período [s]	Freq. [Hz]	$u_x$ [%]	$u_y$ [%]	$\sum u_x$ [%]	$\sum u_y$ [%]	$R_z$ [%]	$\sum R_z$ [%]
1	0,382	2,62	4,51	17,57	4,51	17,57	47,20	47,20
2	0,343	2,91	7,71	30,56	12,22	48,13	0,09	47,29
3	0,247	4,05	0,03	0,89	12,26	49,02	0,14	47,43
4	0,196	5,11	59,01	1,80	71,27	50,82	3,34	50,77
5	0,163	6,14	2,35	24,88	73,62	75,70	8,94	59,71

Como se pode constatar pela tabela, o 4.º modo de vibração é o que mais contribui para a acção sísmica segundo  $x$ . À acção sísmica segundo  $x$  o maior contributo deve-se ao 2.º modo. O conhecimento destes modos de vibração é fundamental para as análises estáticas não lineares a realizar nos capítulos posteriores. É de salientar também a contribuição elevada da torção,  $R_z$ , nos modos mais baixos de vibração, constatando-se que a sua participação nos 5 primeiros modos de vibração é bastante significativa. As Figuras 4.7 e 4.8 mostram a deformada do 1.º modo, ao passo que as Figuras 4.9 e 4.10 mostram as do 4.º modo.

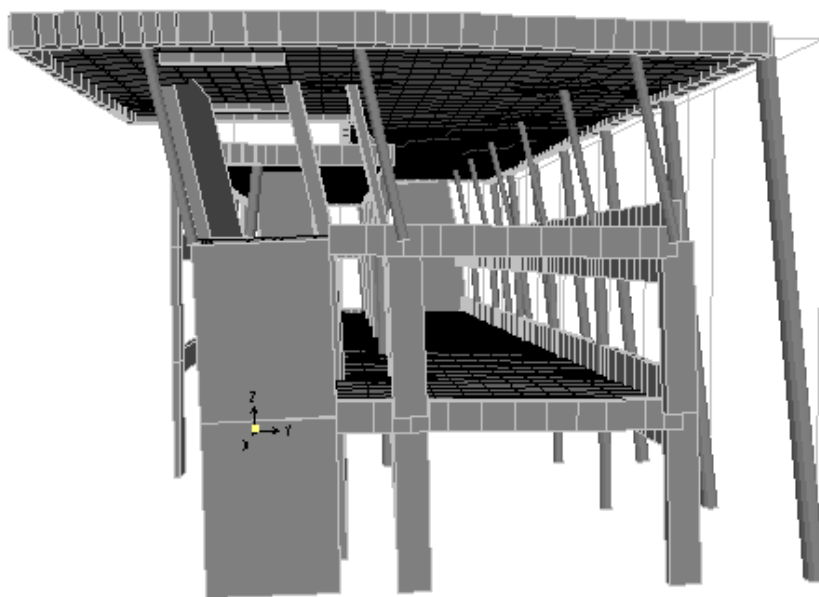


Figura 4.7 – Deformada do 2.º modo de vibração – translação segundo  $y$  (alçado Nascente)

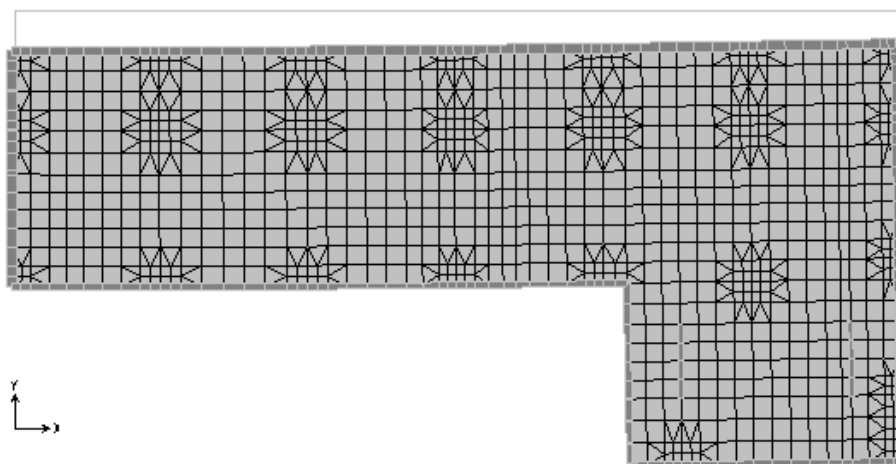


Figura 4.8 – Deformada do 2.º modo de vibração – translação segundo  $y$  (em planta)

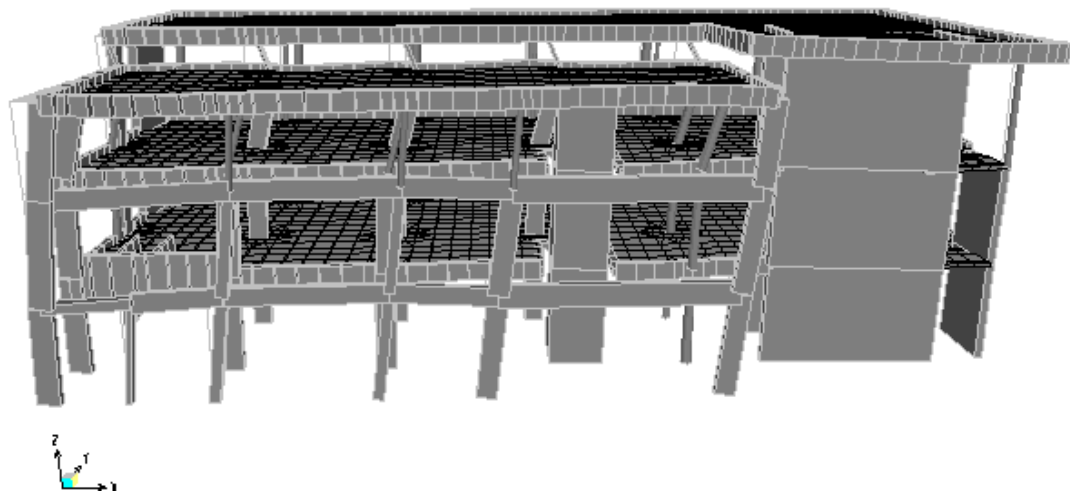


Figura 4.9 – Deformada do 4.º modo de vibração – translação segundo  $x$  (alçado Sul)

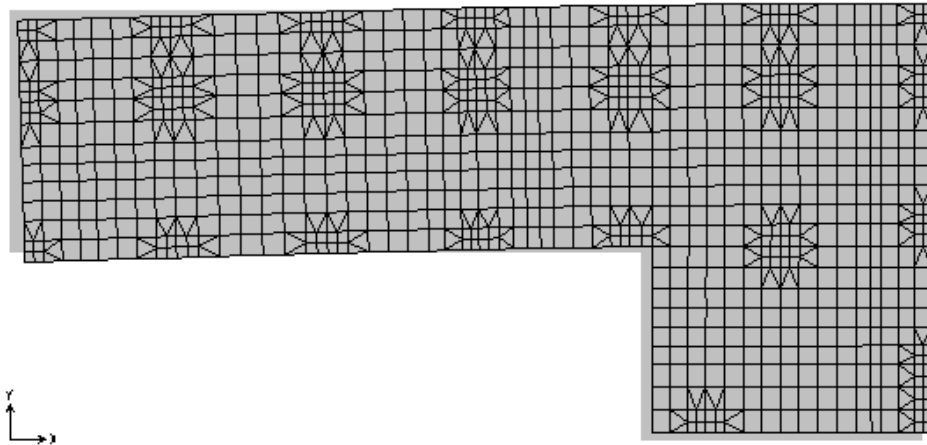


Figura 4.10 – Deformada do 4.º modo de vibração – translação segundo  $x$  (em planta)

## 4.3 Definição da Acção Sísmica

### 4.3.1 Critérios de Regularidade Estrutural

Os critérios a que um edifício deve obedecer para que seja considerado regular em altura e em planta foram definidos no ponto 2.1.1. Deles se pode concluir que, uma vez que a rigidez lateral e a distribuição de massas não é simétrica segundo dois eixos ortogonais em planta, a estrutura não é regular em planta. Quanto à regularidade em altura, o edifício em estudo falha logo no primeiro critério – nem todos os sistemas resistentes a acções laterais (neste caso específico, uma parede resistente) são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício.

Não sendo regular em altura e em planta, o modelo de cálculo da estrutura deverá ser espacial e o respectivo coeficiente de comportamento deverá ser reduzido.

#### 4.3.2 Espectro de Resposta Elástica

O edifício em análise é um edifício escolar, pelo que se insere na classe de importância III. De acordo com a Tabela A.3 do Anexo A, a aceleração sísmica deverá ser multiplicada pelos seguintes factores para se obter a aceleração sísmica de projecto:

Acção Sísmica Tipo 1:  $a_{g1} = 1,45.a_{gr}$

Acção Sísmica Tipo 2:  $a_{g2} = 1,25.a_{gr}$

De acordo com a memória descritiva do projecto, o tipo de solo insere-se na categoria D, depósito de solos não coesivos de densidade média-baixa.

O edifício situa-se no concelho de Almada, o que corresponde à zona sísmica 1.3 para acções sísmicas tipo 1 e zona sísmica 2.3 para acções sísmicas tipo 2. Conforme os quadros NA 3.2 e 3.3 do EC8, as constantes que definem o espectro de resposta elástica para ambos os tipos de acção sísmica são as seguintes:

Tabela 4.4 – Parâmetros dos espectros de resposta

	Acção Sísmica	
	Tipo 1	Tipo 2
$a_{gr} [m/s^2]$	1,5	1,7
$\gamma_I$	1,45	1,25
$a_g [m/s^2]$	2,175	2,125
$S_{max}$	2,0	2,0
$S$	1,608	1,625
$T_B [s]$	0,1	0,1
$T_C [s]$	0,8	0,3
$T_D [s]$	2,0	2,0

Foi utilizado um coeficiente de amortecimento de 5%, valor corrente para as estruturas de betão armado, correspondendo assim a  $\eta = 1$ .

Os espectros de resposta elásticos têm a seguinte forma:

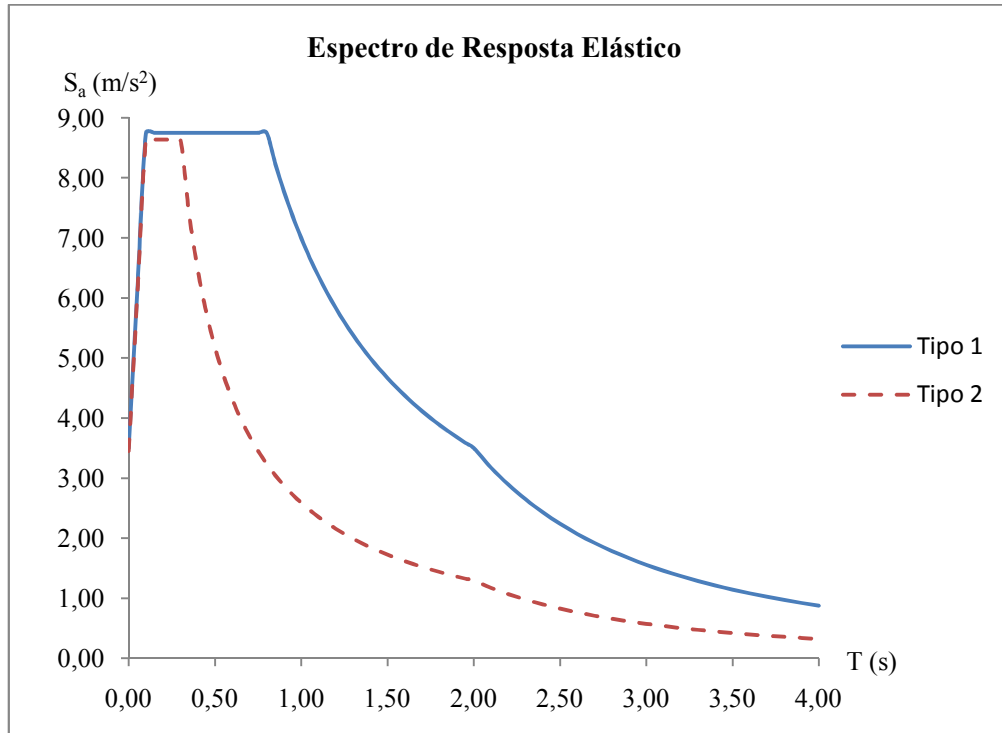


Gráfico 4.4 – Espectro de resposta elástica para as acções sísmicas tipo 1 e tipo 2

#### 4.3.3 Coeficiente de Comportamento

O valor do coeficiente de comportamento é dado pela Equação 2.2. Considerando que a estrutura é do tipo sistema misto e é de ductilidade média (DCM), o valor básico do coeficiente de comportamento,  $q_0$ , é  $3,0 \alpha_u/\alpha_1$ , tomando  $\alpha_u/\alpha_1$  o valor 1,3. Uma vez que a estrutura não é regular em altura,  $q_0$  deve ser reduzido de 20%.

$$q_0 = 0,8 \times 3,0 \times 1,3 = 3,12$$

O coeficiente  $k_w$  vale 1,0 para sistemas mistos. Assim, o coeficiente de comportamento é igual a 3,12.



#### 4.3.4 Espectro de Resposta de Cálculo

De acordo com o definido no parágrafo 2.2.6.2 e com o valor do coeficiente de comportamento, o espectro de resposta de cálculo é:

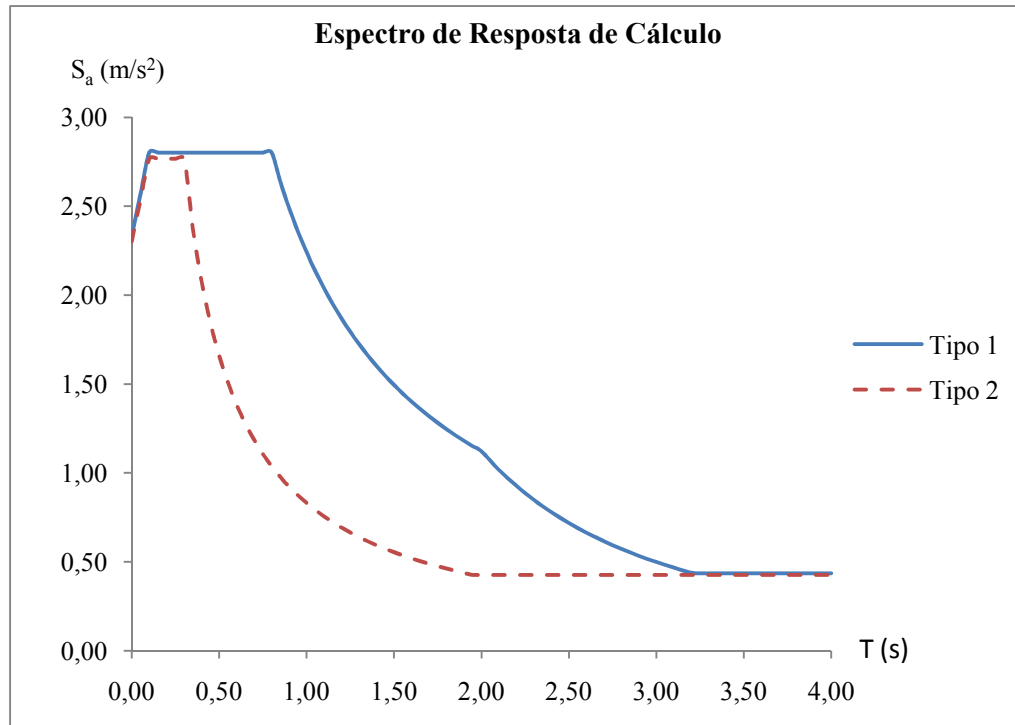


Gráfico 4.5 – Espectro de resposta de cálculo para as acções sísmicas tipo 1 e tipo 2

## Capítulo 5 – Aplicação da Análise *Pushover*

Foi determinado em 4.3.1 que o modelo matemático da estrutura deverá ser espacial. Seguem-se, de acordo com a metodologia apresentada no Capítulo 3 do presente texto, os resultados obtidos nesta análise.

### 5.1 Definição das Propriedades Não Lineares

O SAP2000 utiliza um modelo de plasticidade concentrada para contabilizar as propriedades não lineares de elementos de *frame*. O comportamento elástico é dado pelo elemento de barra e considera-se, simplificadaamente, que o comportamento plástico se restringe a regiões concentradas com um certo comprimento (comprimento da rótula plástica). As rótulas deverão então ser colocadas nos sítios onde se espera que se desenvolvam maiores esforços e, portanto, maior plasticidade – zonas de ligação viga-pilar e zonas de ligação pilar-laje e pilar-fundação.

Para criar as rótulas plásticas é necessário introduzir no modelo as relações constitutivas dos materiais (ver 4.2.2 do presente trabalho) e a geometria e quantidades de armaduras das secções transversais (pormenorizações do Anexo E) onde serão colocadas as rótulas plásticas. Com estes dados, as rótulas plásticas podem ser criadas de duas formas: manualmente, através da definição de relações força-deslocamento para cada secção ou automaticamente através do SAP2000.

Visto que esta fase é crítica do ponto de vista de uma análise *pushover*, a partir daqui criaram-se dois modelos distintos – com as rótulas dadas automaticamente pelo SAP2000 e com as rótulas inseridas manualmente. Tal procedimento permite efectuar uma comparação entre as duas situações, avaliando assim a influência das diferentes modelações das rótulas nas análises não lineares.

#### 5.1.1 Rótulas Plásticas Calculadas Automaticamente

Se se optar pela criação automática de rótulas, o SAP2000 implementa o procedimento patente no regulamento dos Estados Unidos FEMA-356. Este regulamento define a relação força-deslocamento impondo relações bilineares com rigidez pós-cedência (Figura 5.1).

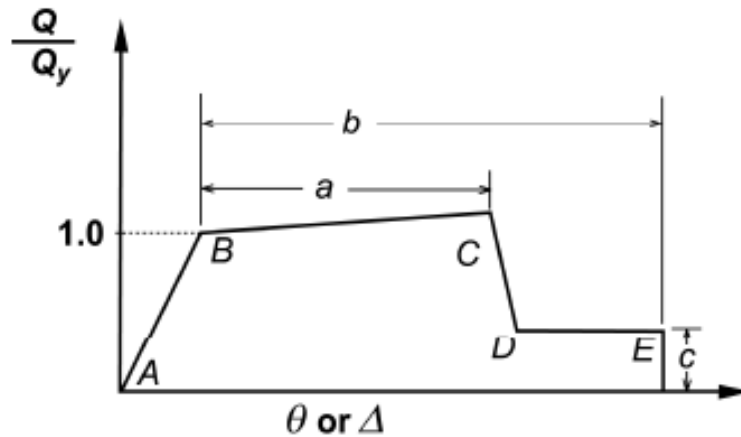


Figura 5.1 – Relações força-deslocamento generalizadas para elementos de betão armado (FEMA356, 2000)

Nestas relações, a recta entre A e B representa o comportamento elástico do elemento e o ponto C representa a força última (momento último, se estiverem a ser usadas relações momento-curvatura, por exemplo). O cálculo destes pontos depende do tipo de elemento e de rotura que se está a considerar – vigas controladas por flexão ou por corte, pilares controlados por esforço axial ou por flexão composta – fornecendo o regulamento tabelas para a sua definição. Cabe ao utilizador decidir que tipo de rótulas terá nos seus elementos (flexão, esforço normal, esforço transversal, torção, ou mesmo rótulas de interação P-M2-M3).

Em análise elástica, a presença das rótulas é ignorada pelo SAP2000, sendo contabilizadas apenas quando se efectua uma análise não linear. Nesta análise, o programa não considera o troço recto inicial entre A e B (visto que o comportamento linear é dado pelos elementos de barra e respectivos materiais), sendo o comportamento plástico definido a partir do ponto B, o ponto de cedência da secção.

Pese embora a evidente vantagem em termos de tempo e de cálculos a criação automática de rótulas plásticas pelo programa, o utilizador não tem praticamente nenhum controlo sobre este processo.

### 5.1.2 Rótulas Plásticas Calculadas Manualmente

Alternativamente, podem ser definidas manualmente as propriedades das rótulas plásticas. Utilizaram-se relações Momento-Curvatura, obtidas através do *Section Designer* do SAP2000, para modelar as rótulas. Esta aplicação do SAP2000 fornece, depois de introduzidas a geometria e as armaduras, os gráficos M-1/R, quaisquer que sejam as secções

transversais dos elementos. É também possível, para os elementos verticais, obter as curvas de interacção P-M2-M3 para o nível de esforço axial pretendido.

- Vigas: Utilizou-se apenas um diagrama momento-curvatura para cada viga da estrutura uma vez que estes elementos funcionam principalmente por flexão em torno do seu eixo de maior inércia, tendo sido colocada uma rótula M3 em cada extremidade. A Figura 5.2 mostra um exemplo da definição de uma rótula plástica;

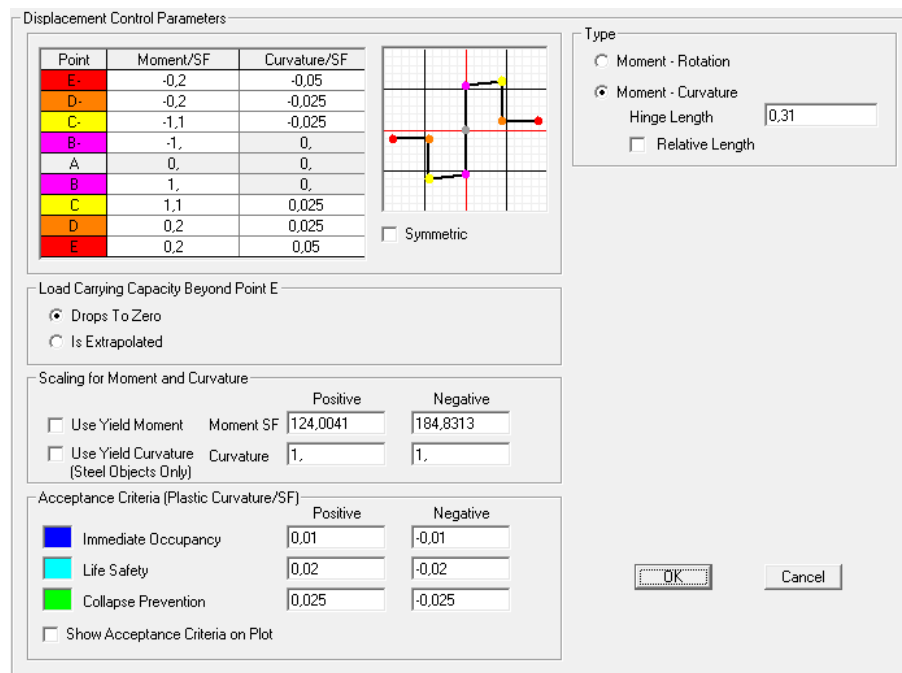


Figura 5.2 – Exemplo de rótula plástica de uma viga (M3) no SAP2000

- Pilares, núcleos de escadas e paredes resistentes: Definiu-se, para cada elemento, rótulas do tipo P-M2-M3, que têm em conta a interacção do esforço axial com flexão desviada. Os níveis de esforço axial para cada elemento vertical foram dados pela combinação sísmica tendo em conta as respectivas áreas de influência:

$$\sum G_{k,j} + \sum \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.1)$$

Estas rótulas foram colocadas, nos pilares, nas zonas de ligação pilar-fundação e pilar-laje, ao passo que para os núcleos e paredes resistentes foram colocadas nas suas bases. A Figura 5.3 mostra um exemplo de uma rótula plástica num pilar com a respectiva curva de interacção em 3D para momentos flectores M2 e M3.

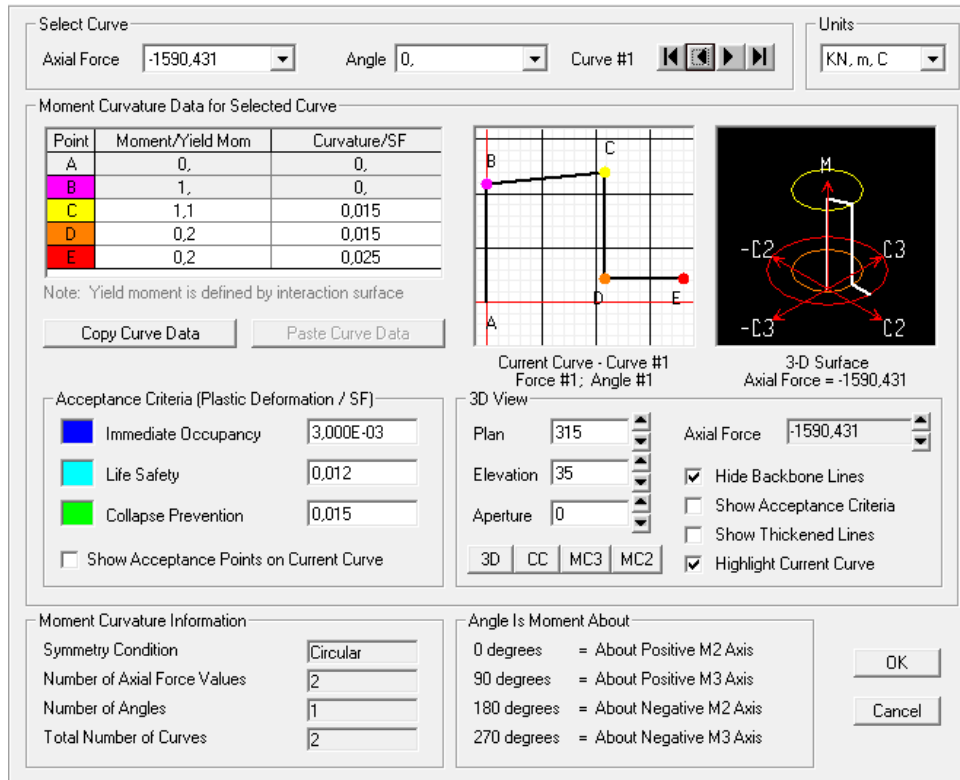


Figura 5.3 – Exemplo de rótula plástica de um pilar (P-M2-M3) no SAP2000

O comprimento das rótulas plásticas foi calculado de acordo com o definido em [Priestley et. al., 2007]:

$$L_p = kL_c + L_{SP} \geq 2L_{SP} \quad (5.1)$$

$$k = 0,2 \left( \frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \leq 0,08 \quad (5.2)$$

$$L_{SP} = 0,022 \times f_{ye} \times d_{bl} \quad (5.3)$$

onde:

$L_p$  – comprimento da rótula plástica

$L_c$  – distância entre a secção crítica e o ponto de inflexão da deformada do elemento

$f_u$  – tensão última do aço,  $\approx 1,15f_y$

$f_y$  – tensão de cedência do aço

$f_{ye}$  – tensão de cedência esperada para o aço,  $\approx 1,1f_y$  (em MPa)

$d_{bl}$  – diâmetro do varão de aço utilizado

A distância  $L_c$  é dada por  $0,5L$  se ambas as extremidades do elemento se encontrarem em iguais condições de encastramento e  $0,6L$  caso contrário.

## 5.2 Espectro de Resposta no Formato Aceleração-Deslocamento

Através da Equação 3.3, transformou-se o espectro de resposta elástica do Gráfico 4.4 num espectro de resposta no formato aceleração-deslocamento:

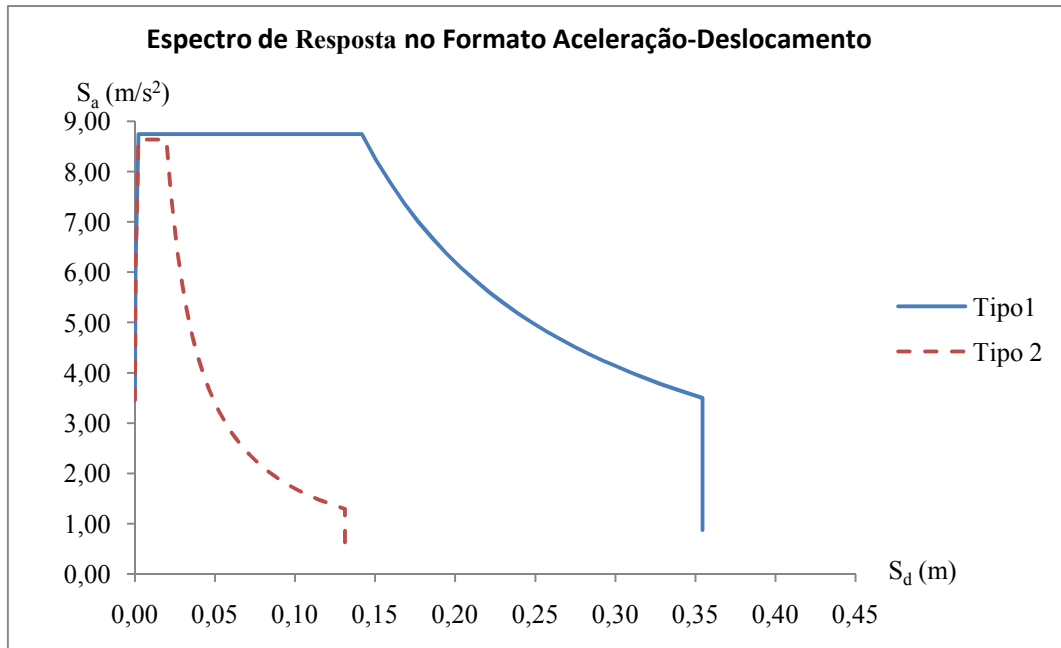


Gráfico 5.1 – Espectro de Resposta no formato aceleração-deslocamento

## 5.3 Definição das Curvas de Capacidade Resistente

As curvas de capacidade resistente relacionam a força de corte basal com o deslocamento no centro de massa do topo do edifício.

São aplicadas forças laterais até que esta se torne num mecanismo (parcial ou global).

### 5.3.1 Forças Laterais

Devem aplicar-se duas distribuições de forças laterais: uma uniforme, independente da deformada da estrutura, e outra distribuída.

As massas de cada piso foram calculadas utilizando a Equação 3.1, com os valores de  $\varphi$  extraídos do Quadro 4.2 do EC8 e  $\psi_2$  da Tabela A1.1 do EC0:

Tabela 5.1 – Massa de cada piso

Piso	Área [m <sup>2</sup> ]	PP [kN/m <sup>2</sup> ]	Par. Resist. [kN]	RCP [kN/m <sup>2</sup> ]	Par. Ext. [kN]	Par. Div. [kN/m <sup>2</sup> ]	$\phi$	$\psi_2$	$\psi_{E,i}$	SC [kN/m <sup>2</sup> ]	Massa [Ton]
Cob. 1	425,72	4,81	0,00	2,00	0	0	0	0,60	0	0,40	295,5
Cob. 2	184,48	4,81	0,00	2,00	0	0	0	0,60	0	0,40	128,1
Piso 3	371,01	4,81	981,25	1,20	342,80	1,50	0	0,60	0,48	3,00	473,5
Piso 2	366,81	4,81	791,00	1,20	342,80	1,50	0,80	0,60	0,48	3,00	450,2

Da tabela do Anexo D, sabe-se que os modos que mais contribuem para o deslocamento segundo  $x$  e segundo  $y$  são, respectivamente, o 4.º e o 1.º. Para esses modos, apresentam-se de seguida os deslocamentos no centro de massa de cada piso ( $\phi$ ) e os deslocamentos no centro de massa de cada piso normalizados em relação ao deslocamento no topo do edifício ( $\phi_n$ ). Estes modos são normalizados relativamente à massa através da equação:

$$\{\phi\} = \frac{\{v_n\}}{\sqrt{M_{GN}}} = \frac{\{v_n\}}{\sqrt{\{v_n\}^T [M] \{v_n\}}} \quad (5.4)$$

onde:

$\{v_n\}$  – vector que representa a configuração de deformada da estrutura do modo  $n$

$[M]$  – matriz de massa

Tabela 5.2 – Deformada da estrutura e massas de cada piso

Piso	Direcção $x$ - Modo 4		Direcção $y$ - Modo 2		Massa [Ton]
	$\phi$ [m]	$\phi_n$	$\phi$ [m]	$\phi_n$	
Cobertura 1	0,0306	1	0,0319	1	295,5
Cobertura 2	0,0347	1,134	0,0031	0,097	128,1
Piso 3	0,0165	0,539	0,0078	0,245	473,5
Piso 2	0,0051	0,167	0,0041	0,129	450,2
Piso 1	0	0	0	0	0

Tabela 5.3 – Distribuições de forças laterais a aplicar na estrutura

Piso	$F_x$ [kN]		$F_y$ [kN]	
	Modal	Uniforme	Modal	Uniforme
Cobertura 1	2899,14	2899,14	2899,14	2899,14
Cobertura 2	1424,65	1256,32	122,09	1256,32
Piso 3	2504,44	4644,59	1135,67	4644,59
Piso 2	736,12	4416,75	567,67	4416,75
Piso 1	0	0	0	0

Estas forças deverão ser aplicadas, em  $x$  e em  $y$ , no centro de massa de cada piso. De acordo com a Equação 3.3, devem ser consideradas excentricidades no carregamento. Assim, os pontos de aplicação das forças em cada piso vêm:

Tabela 5.4 – Pontos de aplicação das forças laterais

			Piso	Centro de Massa		Ponto de Aplicação	
				x [m]	y [m]	x [m]	y [m]
F <sub>x</sub>	e <sub>1</sub> [m]	0,47	Cobertura 1	20,39	10,54	20,39	11,01
	e <sub>2</sub> [m]	-0,47		20,39	10,54	20,39	10,08
	e <sub>1</sub> [m]	0,37	Cobertura 2	12,47	3,70	12,47	4,07
	e <sub>2</sub> [m]	-0,37		12,47	3,70	12,47	3,33
	e <sub>1</sub> [m]	0,55	Piso 3	17,39	8,52	17,39	9,07
	e <sub>2</sub> [m]	-0,55		17,39	8,52	17,39	7,96
	e <sub>1</sub> [m]	0,55	Piso 2	17,56	8,57	17,56	9,12
	e <sub>2</sub> [m]	-0,55		17,56	8,57	17,56	8,01
F <sub>y</sub>	e <sub>1</sub> [m]	1,56	Cobertura 1	20,39	10,54	21,95	10,54
	e <sub>2</sub> [m]	-1,56		20,39	10,54	18,83	10,54
	e <sub>1</sub> [m]	1,25	Cobertura 2	12,47	3,70	13,71	3,70
	e <sub>2</sub> [m]	-1,25		12,47	3,70	11,22	3,70
	e <sub>1</sub> [m]	1,80	Piso 3	17,39	8,52	19,19	8,52
	e <sub>2</sub> [m]	-1,80		17,39	8,52	15,59	8,52
	e <sub>1</sub> [m]	1,80	Piso 2	17,56	8,57	19,36	8,57
	e <sub>2</sub> [m]	-1,80		17,56	8,57	15,76	8,57

### 5.3.2 Casos de Análise

Como está explícito em 3.2.1.1, devem ser aplicadas, separadamente, forças horizontais segundo  $x$  e segundo  $y$ , tanto no sentido positivo como no sentido negativo. Estas forças, por sua vez, têm distribuições uniformes e modais. Ainda dentro destes casos, é preciso considerar as duas excentricidades  $e_1$  e  $e_2$ . Isto conduz a 16 casos de análise diferentes:

- Distribuição uniforme de forças segundo  $x$  no sentido positivo com excentricidade  $e_1$ ;
- Distribuição modal de forças segundo  $x$  no sentido positivo com excentricidade  $e_1$ ;
- Distribuição uniforme de forças segundo  $x$  no sentido positivo com excentricidade  $e_2$ ;
- Distribuição modal de forças segundo  $x$  no sentido positivo com excentricidade  $e_2$ ;
- Distribuição uniforme de forças segundo  $x$  no sentido negativo com excentricidade  $e_1$ ;
- Distribuição modal de forças segundo  $x$  no sentido negativo com excentricidade  $e_1$ ;
- Distribuição uniforme de forças segundo  $x$  no sentido negativo com excentricidade  $e_2$ ;
- Distribuição modal de forças segundo  $x$  no sentido negativo com excentricidade  $e_2$ ;



- Distribuição uniforme de forças segundo  $y$  no sentido positivo com excentricidade  $e_1$ ;
- Distribuição modal de forças segundo  $y$  no sentido positivo com excentricidade  $e_1$ ;
- Distribuição uniforme de forças segundo  $y$  no sentido positivo com excentricidade  $e_2$ ;
- Distribuição modal de forças segundo  $y$  no sentido positivo com excentricidade  $e_2$ ;
- Distribuição uniforme de forças segundo  $y$  no sentido negativo com excentricidade  $e_1$ ;
- Distribuição modal de forças segundo  $y$  no sentido negativo e com excentricidade  $e_1$ ;
- Distribuição uniforme de forças segundo  $y$  no sentido negativo com excentricidade  $e_2$ ;
- Distribuição modal de forças segundo  $y$  no sentido negativo com excentricidade  $e_2$ .

### 5.3.3 Curvas de Capacidade Resistente

Definiram-se, no SAP2000, *load cases* para cada um dos 16 casos de análise referidos em 5.3.2. Cada um desses *load cases* é do tipo estático não linear. O SAP2000 dá a possibilidade de as distribuições de forças começarem a ser aplicadas sem qualquer deformação na estrutura ou a partir de uma situação de carga já existente. Esta última opção foi a escolhida uma vez que se pretende contabilizar o peso próprio da estrutura antes da aplicação dos carregamentos laterais, simulando-se assim os carregamentos verticais na estrutura antes da acção sísmica.

### 5.3.3.1 Direcção $x$

Apresentam-se nos gráficos 5.2 a 5.5 as curvas de capacidade resistente para a direcção  $x$ .

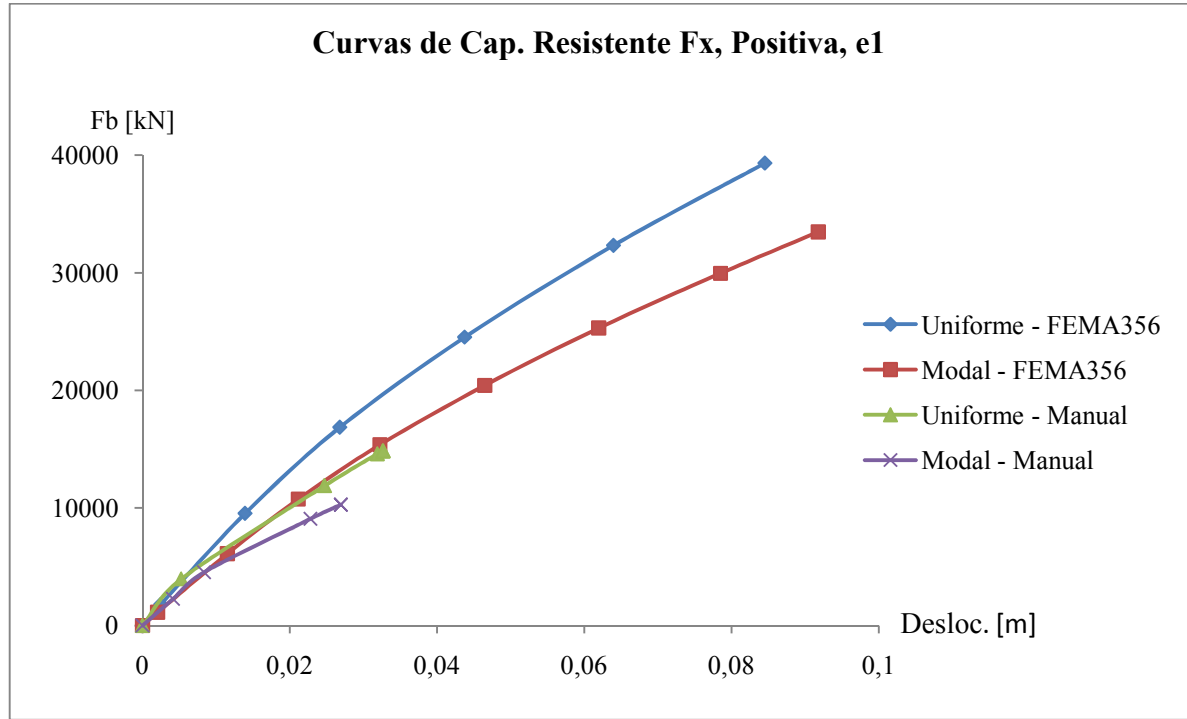


Gráfico 5.2 – Força de corte basal vs deslocamento no topo, direcção  $x$ , sentido positivo,  $e_1$

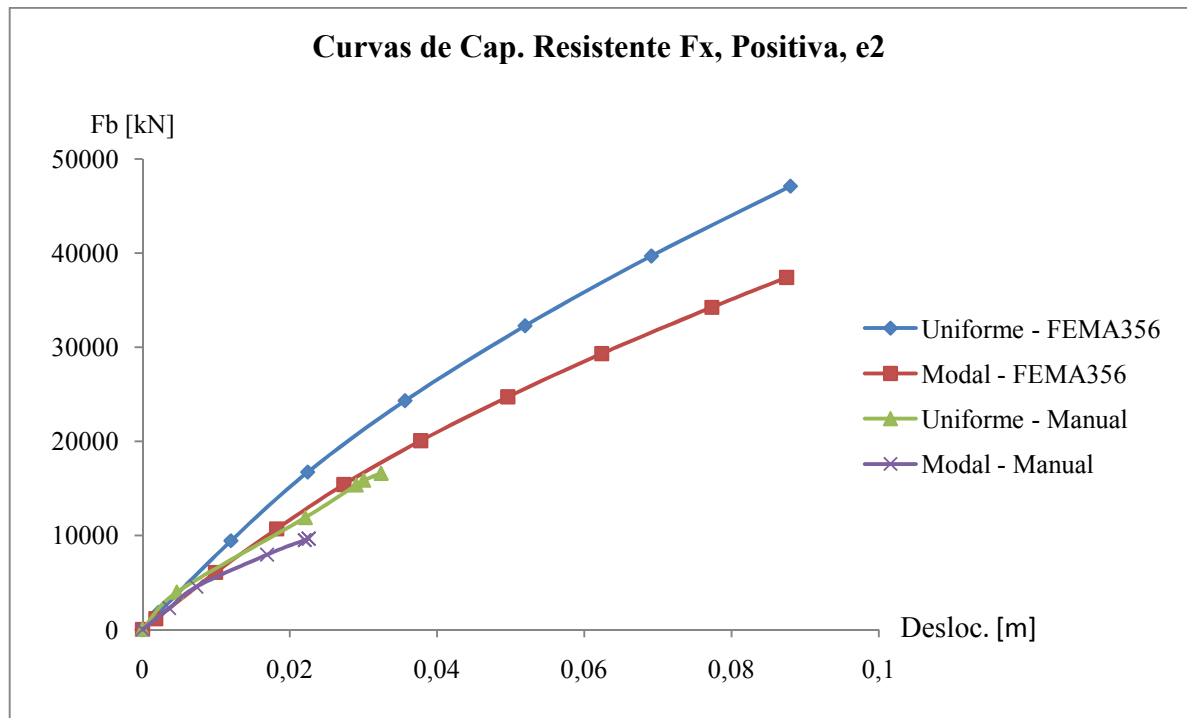


Gráfico 5.3 – Força de corte basal vs deslocamento no topo, direcção  $x$ , sentido positivo,  $e_2$

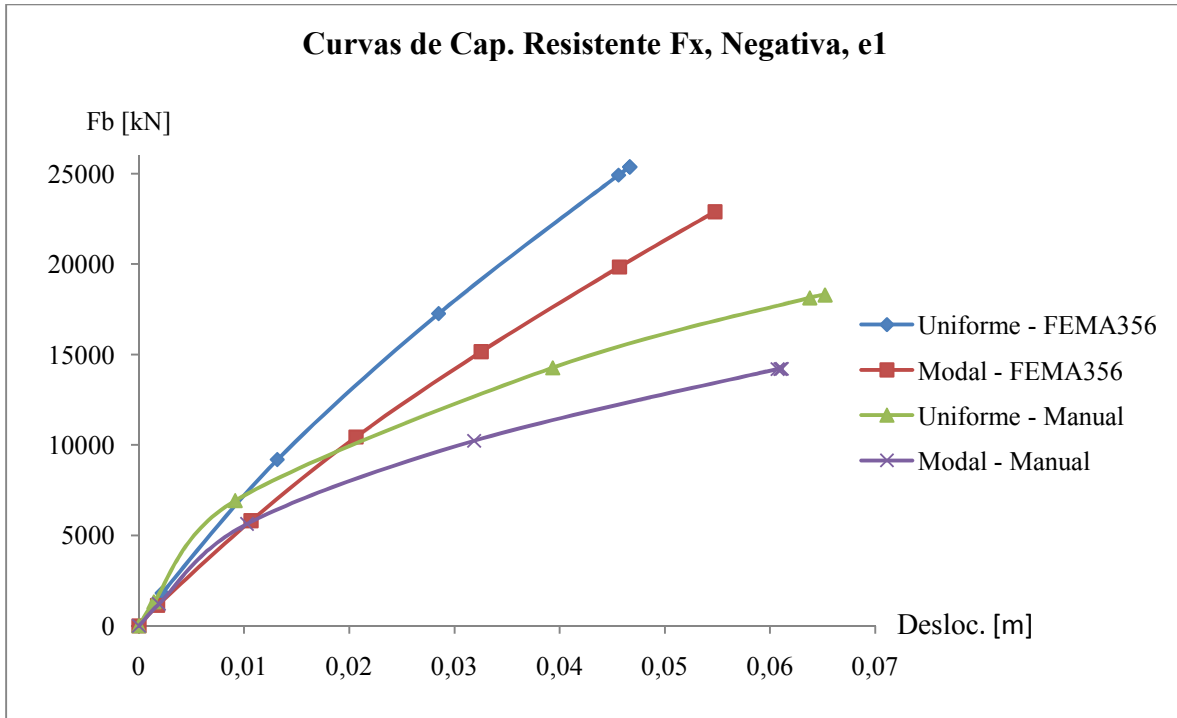


Gráfico 5.4 – Força de corte basal vs deslocamento no topo, direcção  $x$ , sentido negativo,  $e_1$

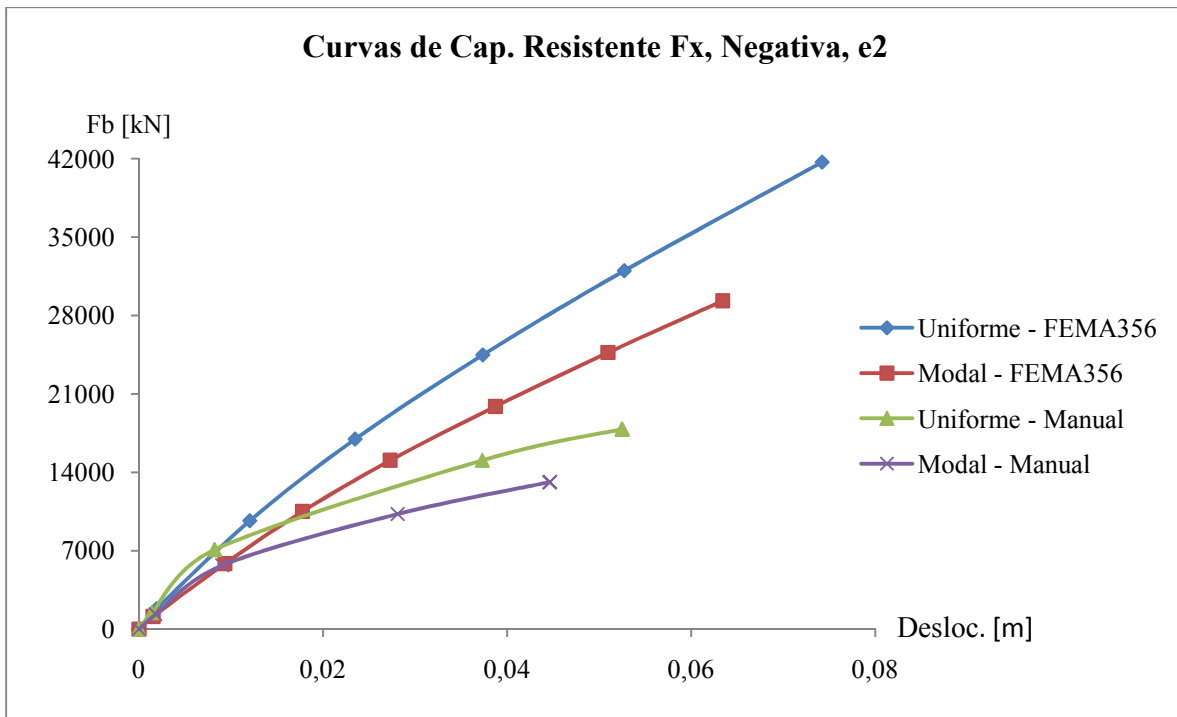


Gráfico 5.5 – Força de corte basal vs deslocamento no topo, direcção  $x$ , sentido negativo,  $e_2$

### 5.3.3.2 Direcção $y$

Os gráficos 5.6 a 5.9 representam as curvas de capacidade resistente na direcção  $y$ .

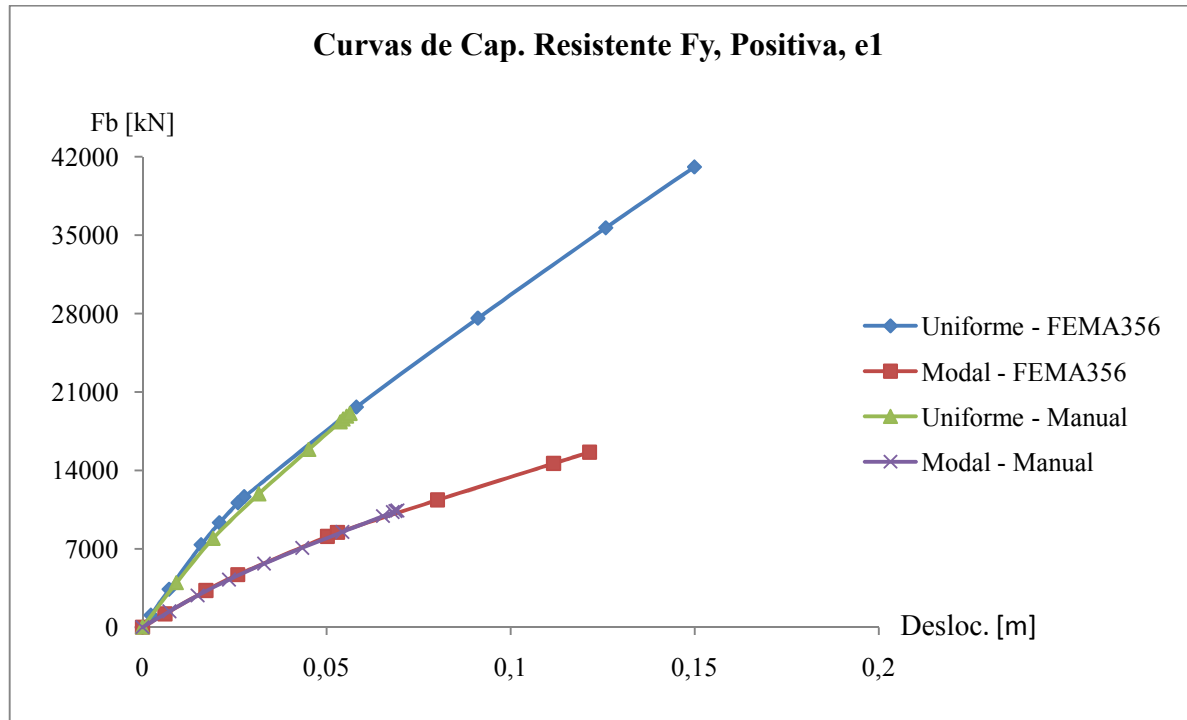


Gráfico 5.6 – Força de corte basal vs deslocamento no topo, direcção  $y$ , sentido positivo,  $e_1$

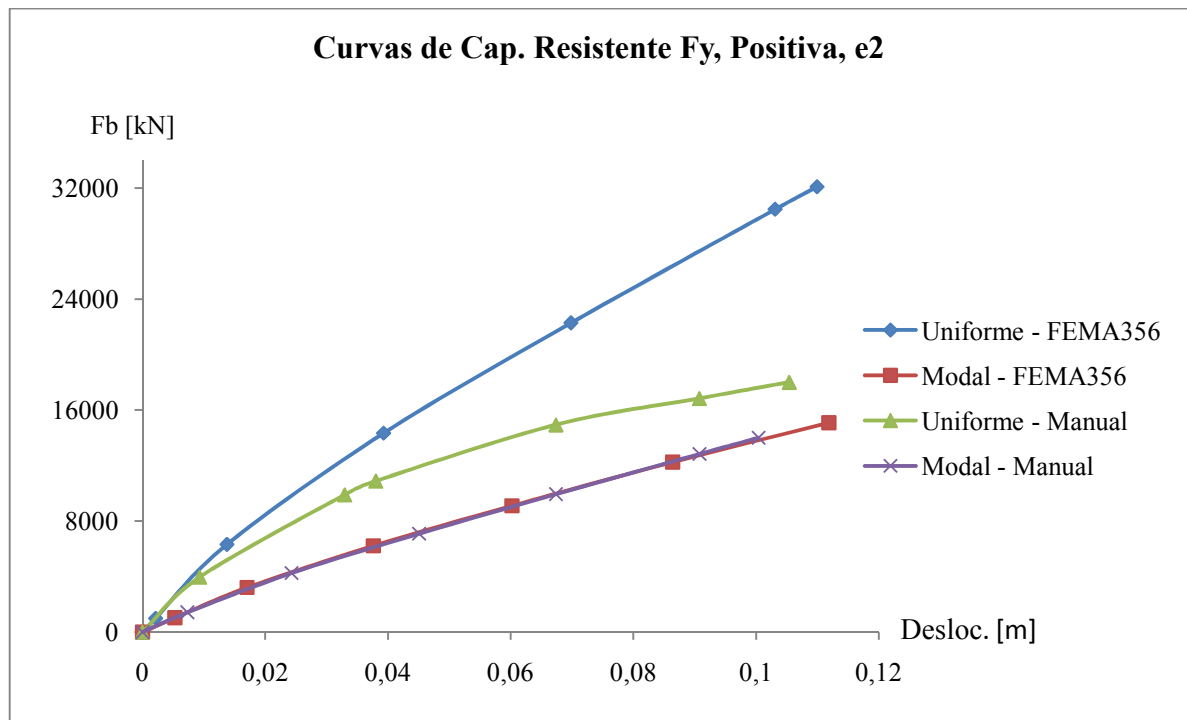


Gráfico 5.7 – Força de corte basal vs deslocamento no topo, direcção  $y$ , sentido positivo,  $e_2$

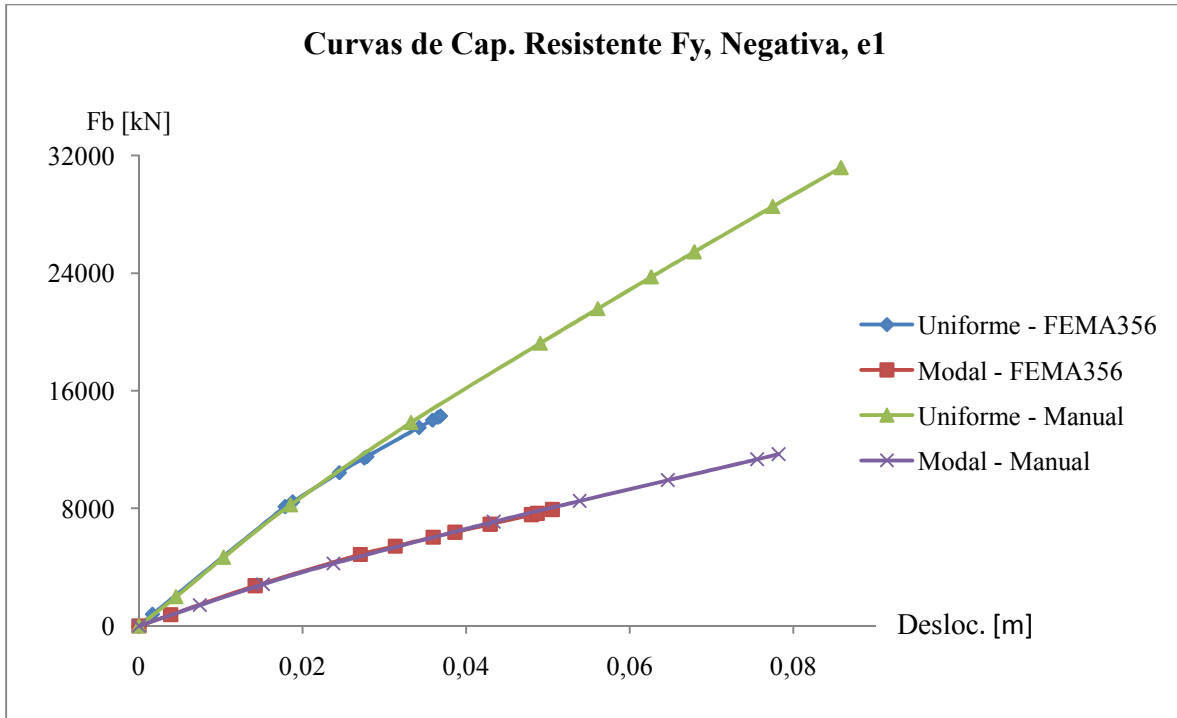


Gráfico 5.8 – Força de corte basal vs deslocamento no topo, direcção  $y$ , sentido negativo,  $e_1$

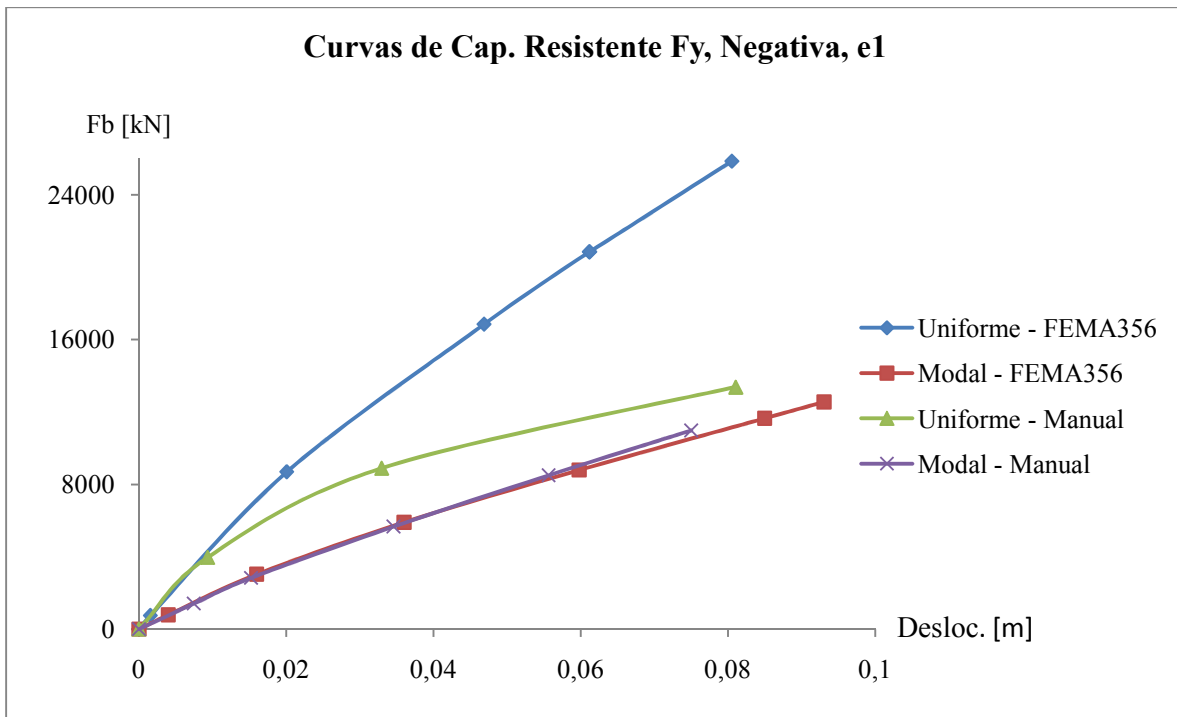


Gráfico 5.9 – Força de corte basal vs deslocamento no topo, direcção  $y$ , sentido negativo,  $e_2$

Da observação das curvas de capacidade resistente, podem extrair-se algumas considerações:

- As distribuições modais correspondem sempre à situação mais condicionante – para um mesmo valor de força de corte basal, o deslocamento no topo é superior nas distribuições modais. Diferentes distribuições de forças conduzem pois a diferentes desempenhos estruturais;
- A estrutura atinge maiores deslocamentos no ponto de controlo (centro de massa do último piso) segundo a direcção  $y$ , confirmado o que foi concluído pela análise da deformada – a estrutura é mais flexível segundo  $y$ . Na direcção  $y$ , os deslocamentos atingidos foram da ordem dos 0,07m, ao passo que na direcção  $x$  foram de 0,04m;
- A curva de capacidade resistente varia significativamente quando se altera o seu ponto de aplicação (excentricidade positiva ou negativa) e sentido do carregamento (positivo ou negativo), revelando a importância da torção no seu comportamento face à acção sísmica.

#### 5.4 Sistema Equivalente de 1 Grau de Liberdade

O sistema equivalente de 1 grau de liberdade obtém-se através do factor de transformação  $\Gamma$ , definido na Equação 3.6. Para cada direcção horizontal ter-se-á um valor diferente do factor de transformação.

Tabela 5.5 – Factores de transformação

$\Gamma_x$	1,263
$\Gamma_y$	1,449

Das Equações 3.6 e 3.7 obtém-se as curvas de capacidade no sistema de 1 grau de liberdade. A idealização da curva de capacidade (aproximação bilinear) é feita de acordo com a Eq. 3.9.

#### 5.4.1 Modelo com Rótulas Automáticas

##### 5.4.1.1 Direcção $x$

Para as distribuições de forças uniforme e modal, segundo a direcção  $x$ , no sentido positivo e negativo e com excentricidades  $e_1$  e  $e_2$ , as curvas de capacidade do sistema equivalente de 1 grau de liberdade e do sistema idealizado apresentam-se nos Gráficos 5.18 a 5.25.

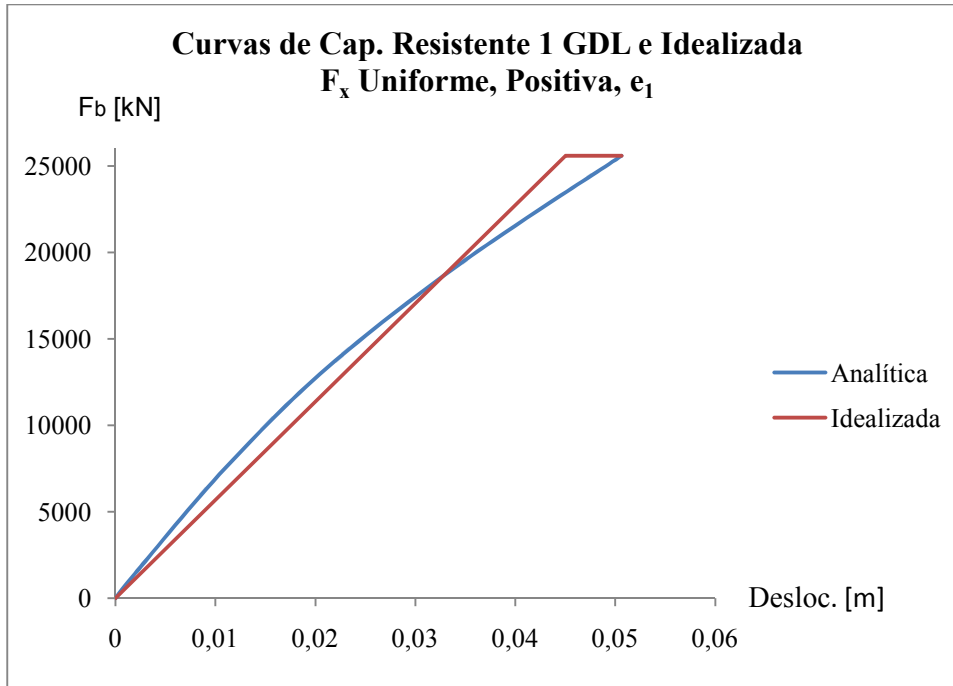


Gráfico 5.18 – Curva de capacidade resistente do sistema equivalente de 1 GDL e da curva idealizada ( $F_x$ , uniforme,  $e_1$ , sentido positivo)

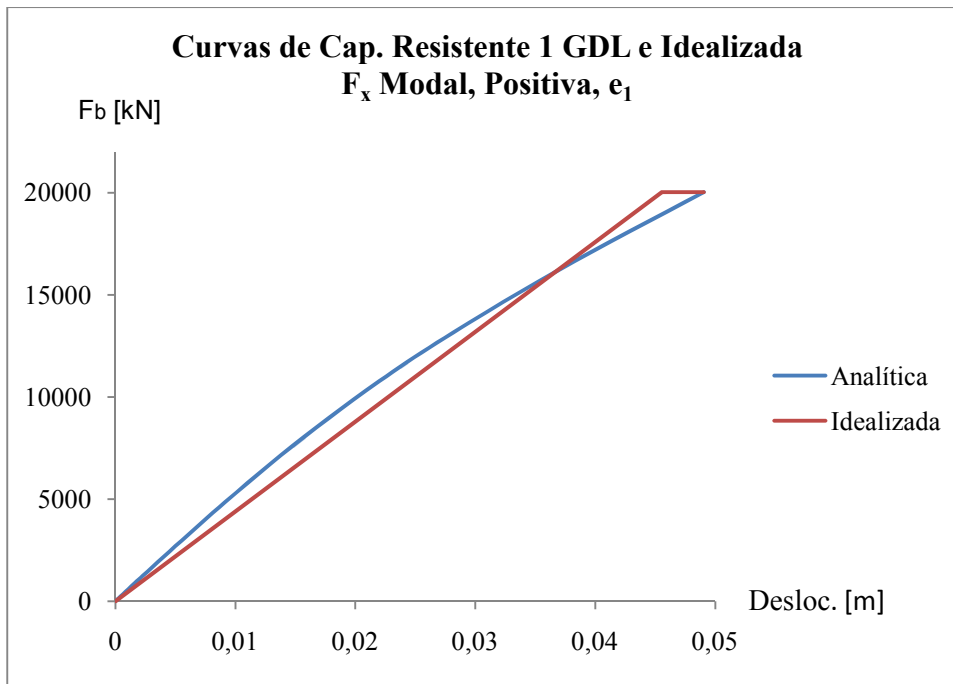


Gráfico 5.19 – Curva de capacidade resistente do sistema equivalente de 1 GDL e da curva idealizada ( $F_x$ , modal,  $e_1$ , sentido positivo)

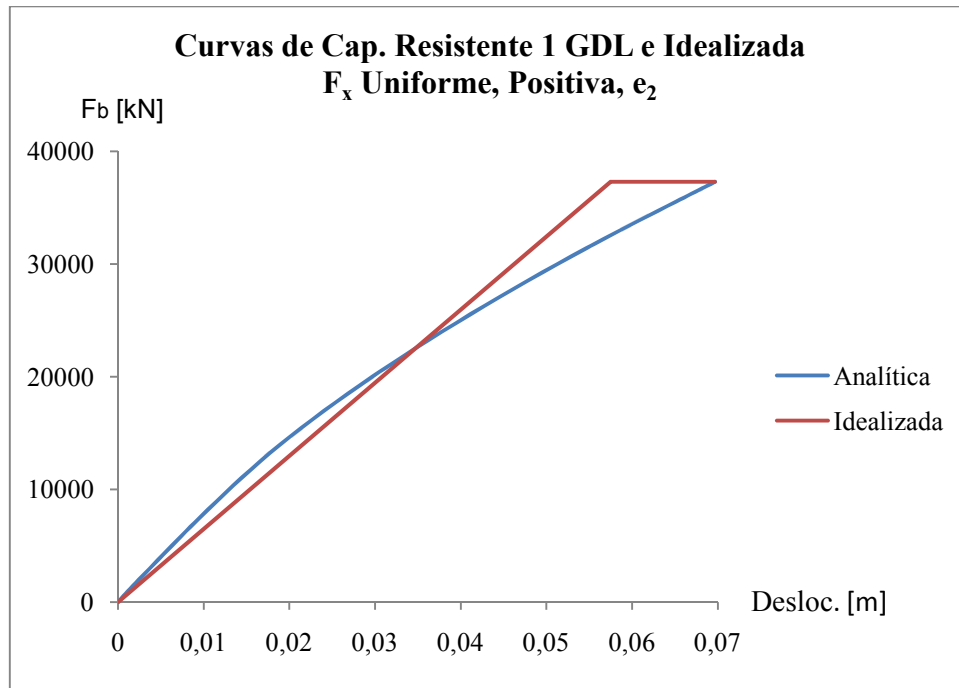


Gráfico 5.20 – Curva de capacidade resistente do sistema equivalente de 1GDL e da curva idealizada ( $F_x$ , uniforme,  $e_2$ , sentido positivo)

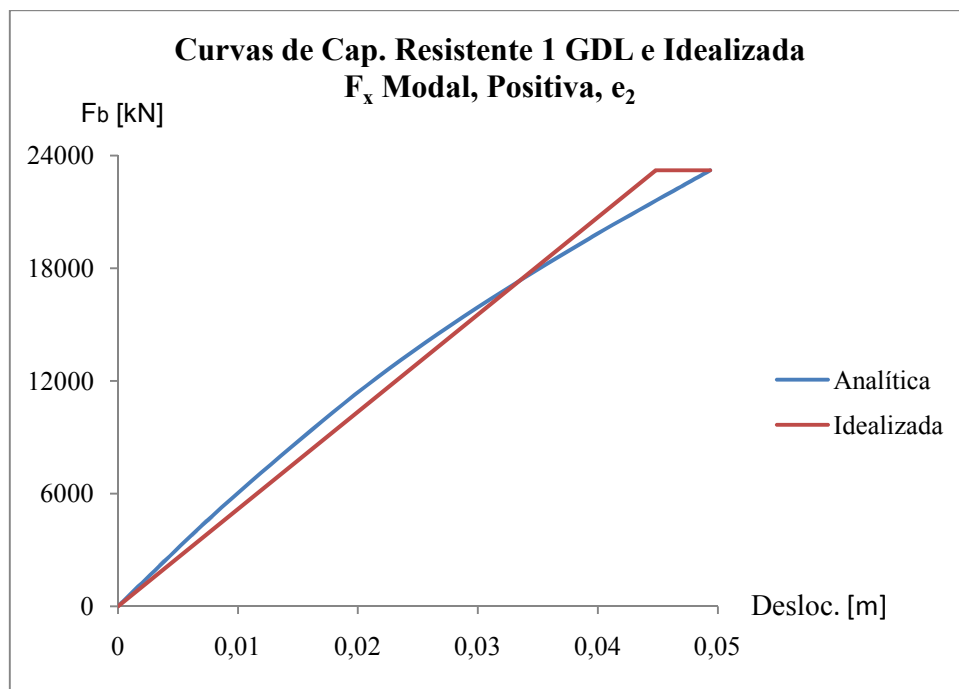


Gráfico 5.21 – Curva de capacidade resistente do sistema equivalente de 1GDL e da curva idealizada ( $F_x$ , modal,  $e_2$ , sentido positivo)



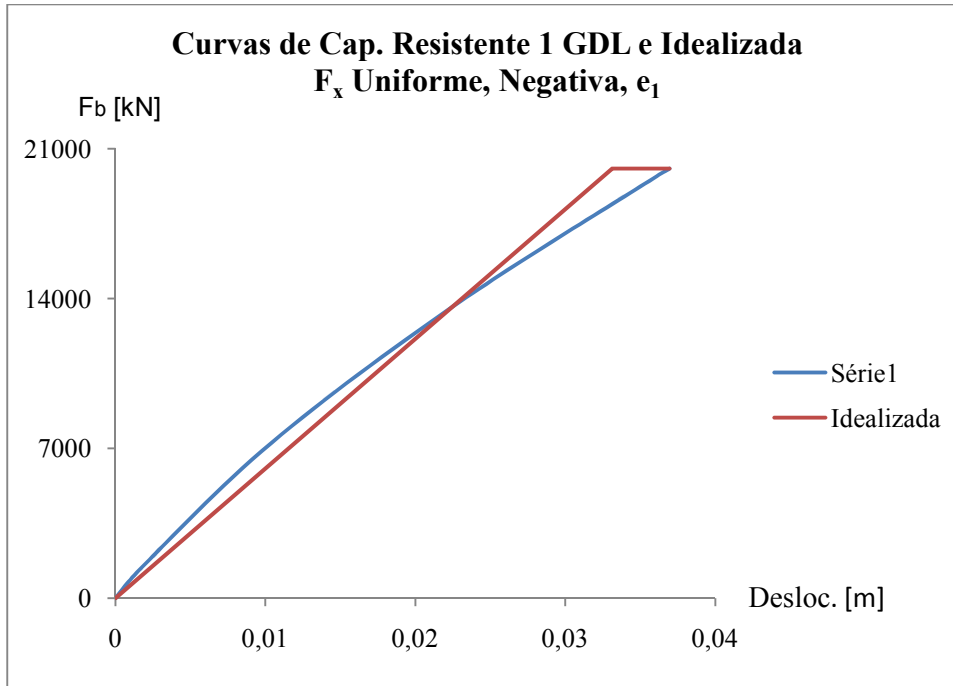


Gráfico 5.22 – Curva de capacidade resistente do sistema equivalente de 1 GDL e da curva idealizada ( $F_x$ , uniforme,  $e_1$ , sentido negativo)

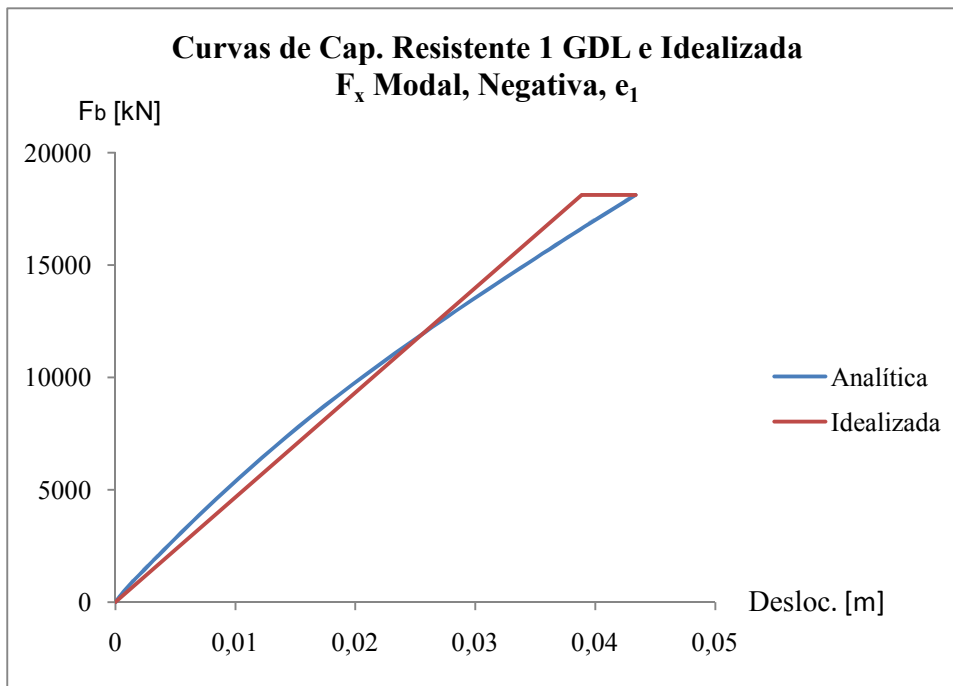


Gráfico 5.23 – Curva de capacidade resistente do sistema equivalente de 1 GDL e da curva idealizada ( $F_x$ , modal,  $e_1$ , sentido negativo)

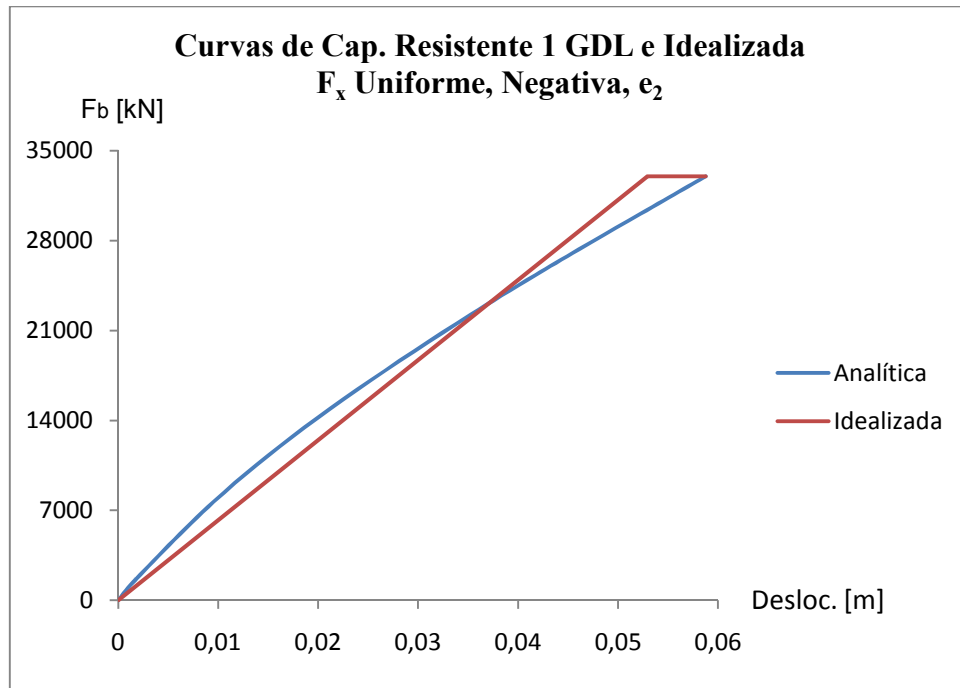


Gráfico 5.24 – Curva de capacidade resistente do sistema equivalente de 1GDL e da curva idealizada ( $F_x$ , uniforme,  $e_2$ , sentido negativo)

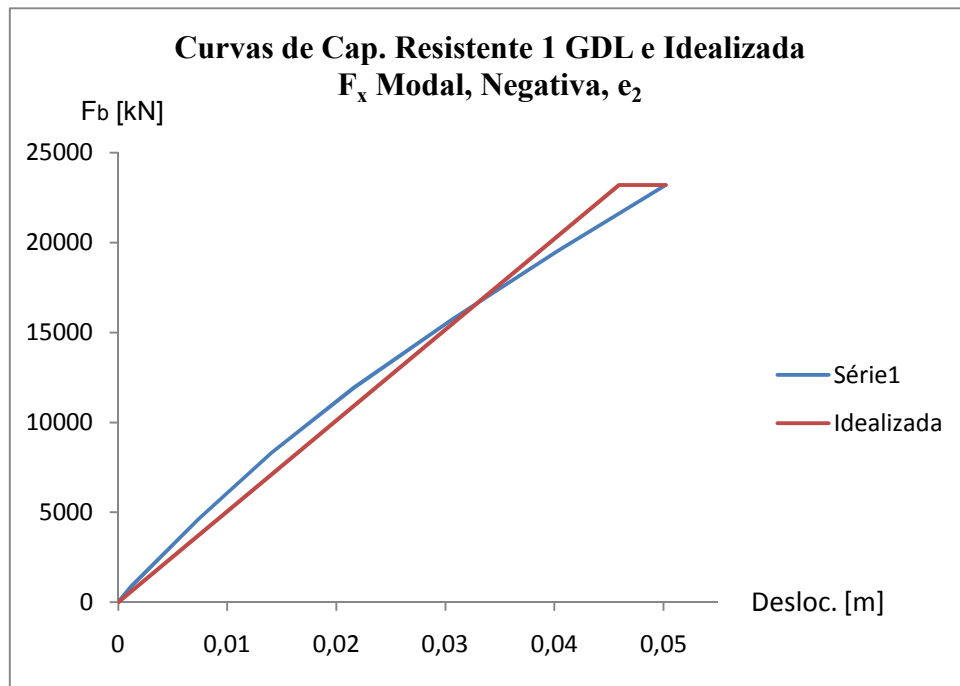


Gráfico 5.25 – Curva de capacidade resistente do sistema equivalente de 1GDL e da curva idealizada ( $F_x$ , modal,  $e_2$ , sentido negativo)

As características dos sistemas equivalentes de 1 grau de liberdade idealizado para a direcção  $x$  são apresentadas na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Propriedades do sistema equivalente de 1 grau de liberdade idealizado para a direcção  $x$  (rótulas automáticas)

Direcção $x$							
Casos de Análise		$d_y^*$ [m]	$F_y^*$ [kN]	$d_m^*$ [m]	$F_m^*$ [kN]	$m^*$ [Ton]	$T^*$ [s]
Uniforme	Sentido Positivo	$e_1$	0,045	25595,55	0,051	25595,55	0,725
		$e_2$	0,058	37292,58	0,070	37292,58	0,679
	Sentido Negativo	$e_1$	0,033	20076,45	0,037	20076,45	0,702
		$e_2$	0,053	33005,80	0,059	33005,80	0,692
Modal	Sentido Positivo	$e_1$	0,046	20028,38	0,049	20028,38	0,824
		$e_2$	0,045	23207,30	0,049	23207,30	0,759
	Sentido Negativo	$e_1$	0,039	18120,19	0,043	18120,19	0,801
		$e_2$	0,046	23211,64	0,050	23211,64	0,769

#### 5.4.1.2 Direcção $y$

À direcção  $y$ , nas mesmas condições, correspondem os Gráficos 5.26 a 5.33.

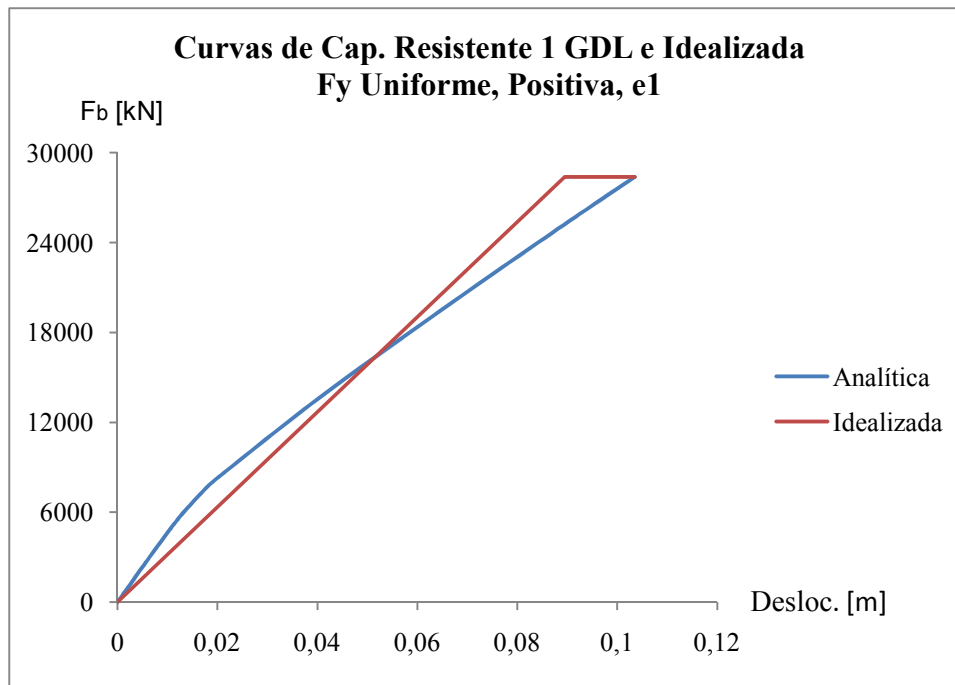


Gráfico 5.26 – Curva de capacidade resistente do sistema equivalente de 1 GDL e da curva idealizada ( $F_y$ , uniforme,  $e_1$ , sentido positivo)

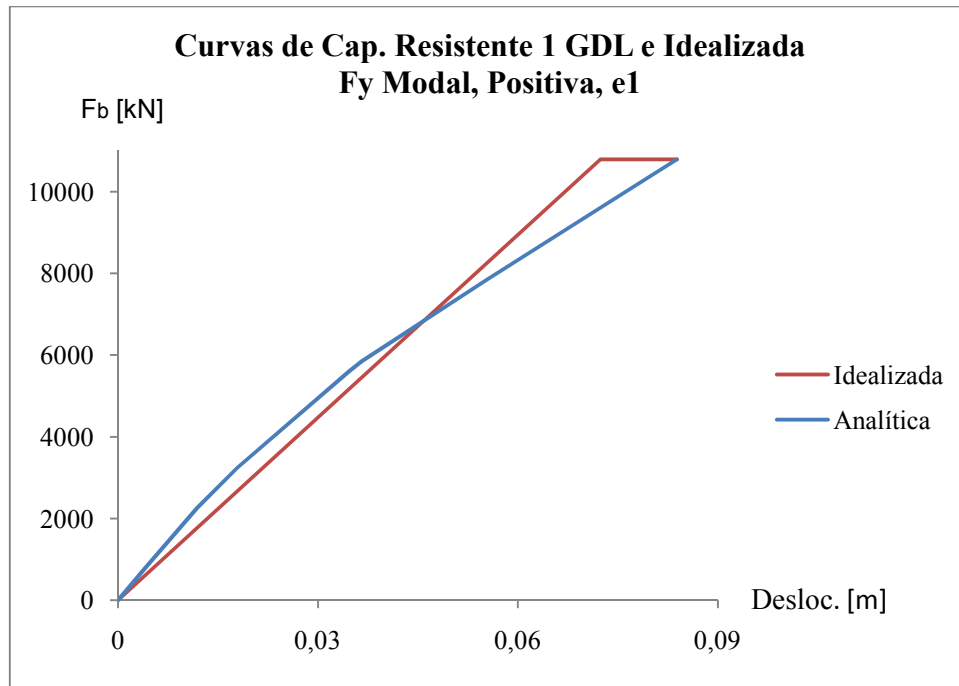


Gráfico 5.27 – Curva de capacidade resistente do sistema equivalente de 1GDL e da curva idealizada ( $F_y$ , modal,  $e_1$ , sentido positivo)

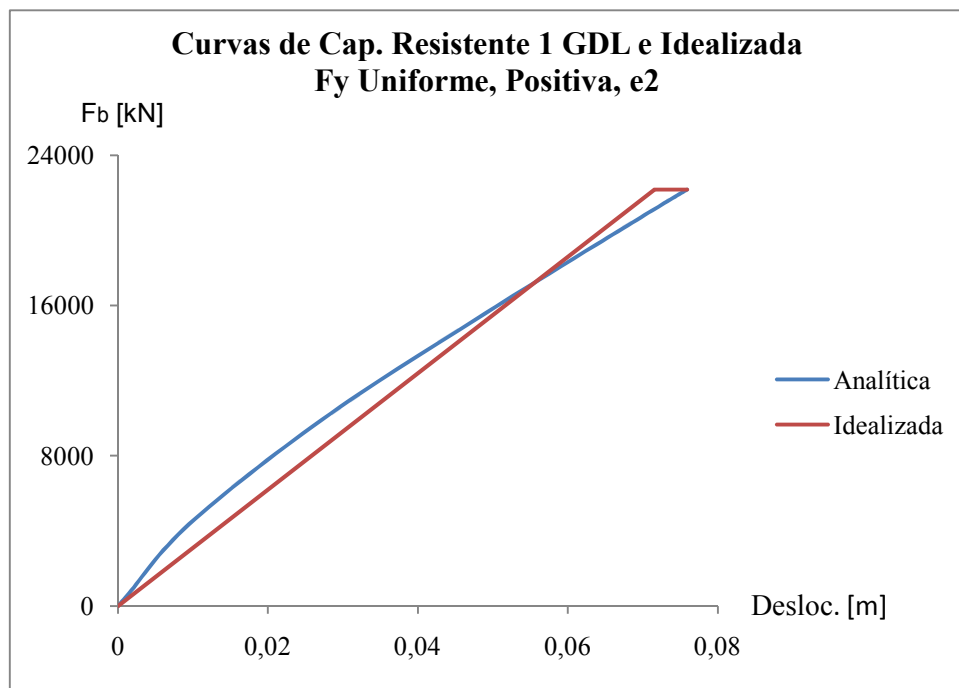


Gráfico 5.28 – Curva de capacidade resistente do sistema equivalente de 1GDL e da curva idealizada ( $F_y$ , uniforme,  $e_2$ , sentido positivo)

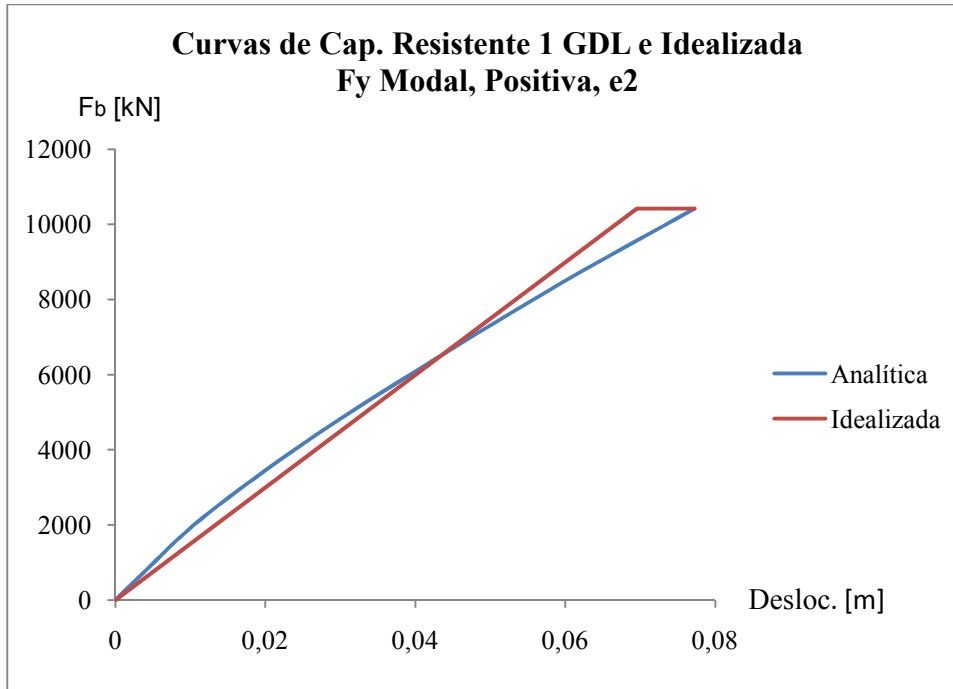


Gráfico 5.29 – Curva de capacidade resistente do sistema equivalente de 1GDL e da curva idealizada ( $F_y$ , modal,  $e_2$ , sentido positivo)

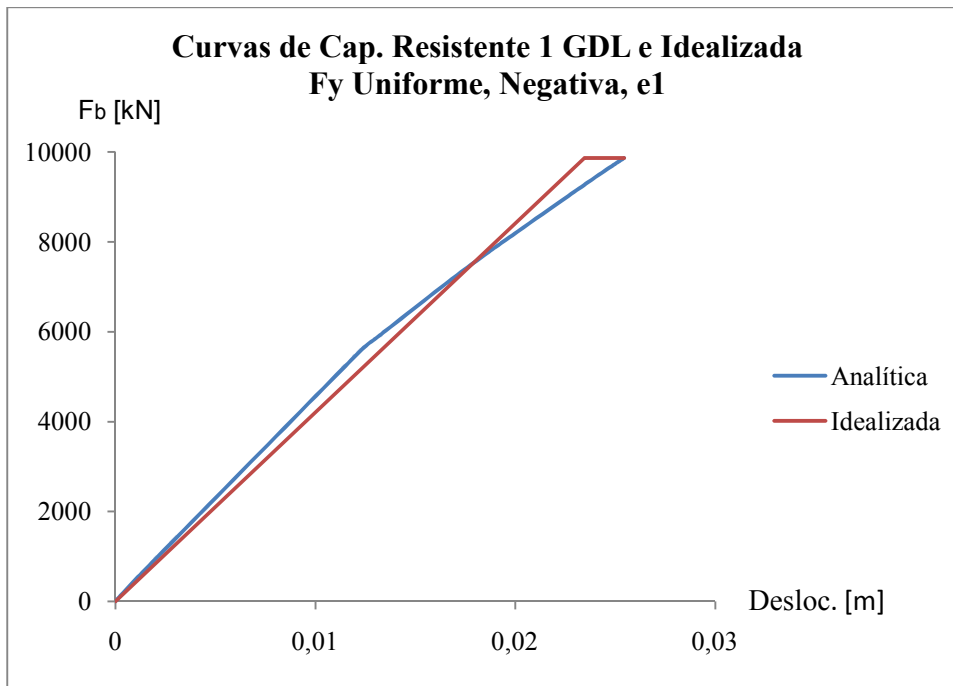


Gráfico 5.30 – Curva de capacidade resistente do sistema equivalente de 1GDL e da curva idealizada ( $F_y$ , uniforme,  $e_1$ , sentido negativo)

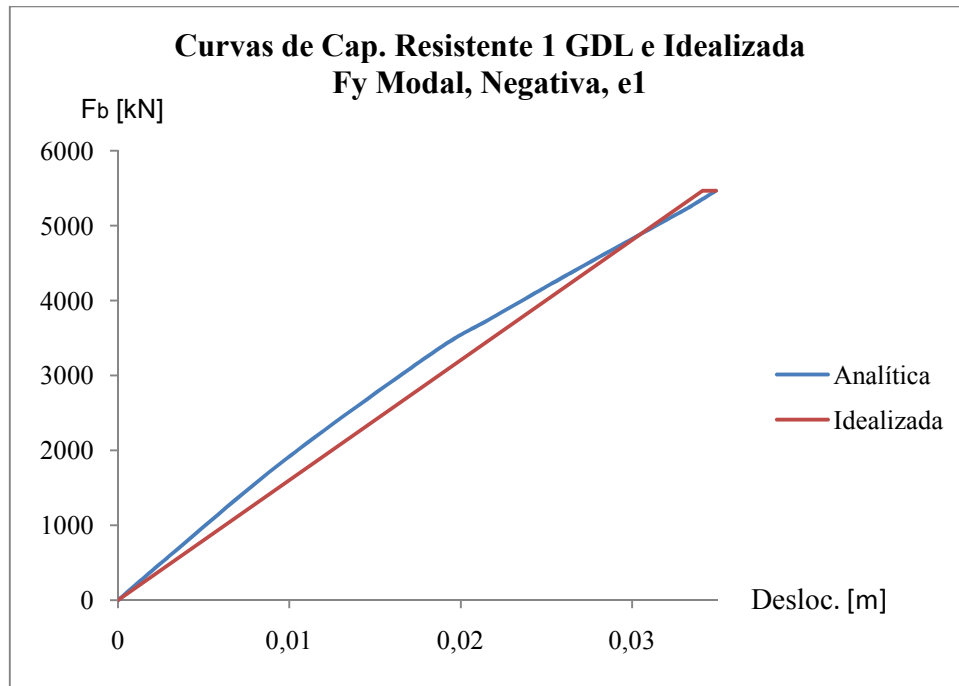


Gráfico 5.31 – Curva de capacidade resistente do sistema equivalente de 1GDL e da curva idealizada ( $F_y$ , modal,  $e_1$ , sentido negativo)

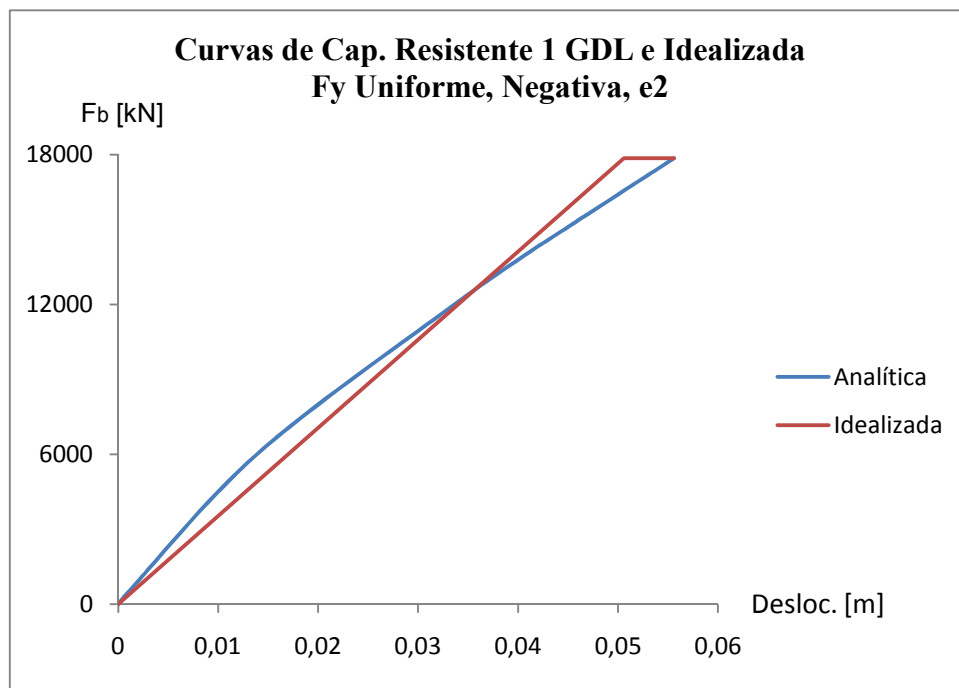


Gráfico 5.32 – Curva de capacidade resistente do sistema equivalente de 1GDL e da curva idealizada ( $F_y$ , uniforme,  $e_2$ , sentido negativo)

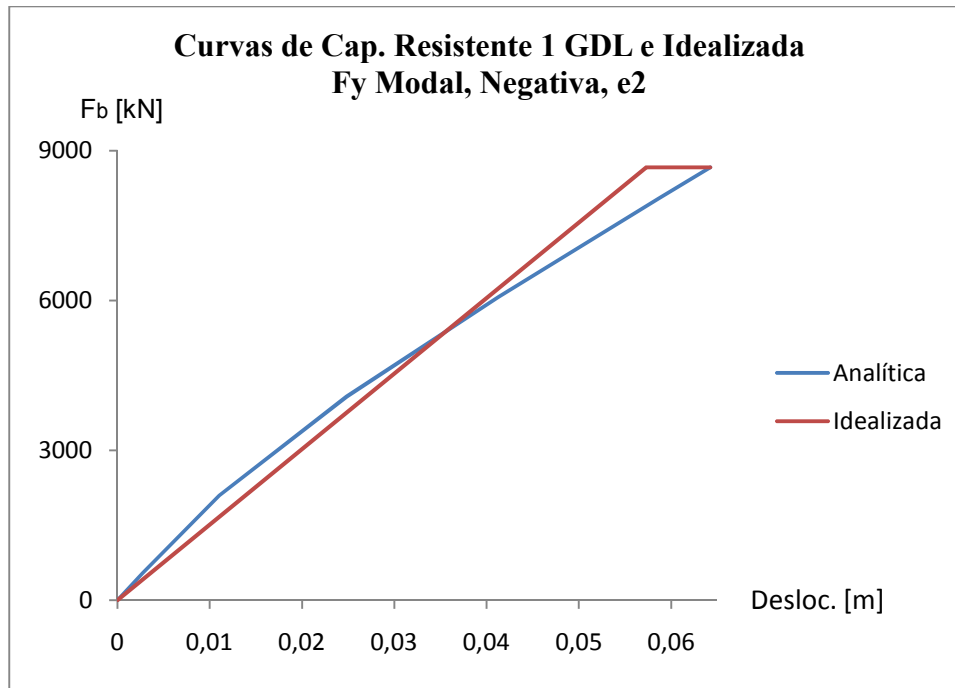


Gráfico 5.33 – Curva de capacidade resistente do sistema equivalente de 1GDL e da curva idealizada ( $F_y$ , modal,  $e_2$ , sentido negativo)

Tabela 5.7 – Propriedades do sistema equivalente de 1 grau de liberdade idealizado para a direcção  $y$  (rótulas automáticas)

Direcção $y$								
Casos de Análise			$d_y^*$ [m]	$F_y^*$ [kN]	$d_m^*$ [m]	$F_m^*$ [kN]	$m^*$ [Ton]	$T^*$ [s]
Uniforme	Sentido Positivo	$e_1$	0,089	28370,06	0,104	28370,06	481,61	0,970
		$e_2$	0,072	22159,75	0,076	22159,75		0,982
	Sentido Negativo	$e_1$	0,023	9866,81	0,025	9866,81		0,843
		$e_2$	0,051	17858,60	0,056	17858,60		0,920
Modal	Sentido Positivo	$e_1$	0,072	10787,21	0,084	10787,21	481,61	1,416
		$e_2$	0,070	10419,46	0,077	10419,46		1,412
	Sentido Negativo	$e_1$	0,034	5468,47	0,035	5468,47		1,365
		$e_2$	0,057	8670,66	0,064	8670,66		1,405

A idealização bilinear elasto-perfeitamente plástica proposta no ponto B.3 do Anexo B do EC8 ajusta-se melhor às curvas da direcção  $x$ , menos flexível, que às curvas da direcção  $y$ . Existem outras idealizações (com rigidez pós-cedência, por exemplo) que poderiam aproximar-se mais do comportamento analítico da estrutura, fornecendo naturalmente resultados diferentes. O Anexo B prevê apenas a utilização de aproximações sem rigidez pós-cedência. Este anexo é meramente informativo, havendo a possibilidade do projectista utilizar outros procedimentos de cálculo.

Há ainda que referir o facto de a relação idealizada menosprezar inicialmente a rigidez da estrutura de 1 grau de liberdade equivalente, isto é, numa fase inicial a recta idealizada anda sempre por baixo da curva analítica.

Conforme o esperado, os períodos  $T_x^*$  são, em todos os casos, inferiores a  $T_y^*$ , ou seja, a estrutura é mais flexível segundo  $y$ . O período do sistema equivalente idealizado depende directamente da aproximação bilinear, pelo que diferentes aproximações conduzirão a diferentes valores de  $T^*$  e, consequentemente, diferentes desempenhos sísmicos.

#### 5.4.2 Modelo com Rótulas Manuais

Os gráficos com as curvas de capacidade resistente encontram-se no Anexo C do presente trabalho, Gráficos C.1 a C.16.

##### 5.4.2.1 Direcção $x$

Tabela 5.8 – Propriedades do sistema equivalente de 1 grau de liberdade idealizado para a direcção  $x$  (rótulas manuais)

Direcção $x$							
Casos de Análise			$d_y^*$ [m]	$F_y^*$ [kN]	$d_m^*$ [m]	$F_m^*$ [kN]	$m^*$ [Ton]
Uniforme	Sentido Positivo	$e_1$	0,023	11763,02	0,026	11763,02	771,09
		$e_2$	0,023	13135,44	0,026	13135,44	
	Sentido Negativo	$e_1$	0,037	14486,97	0,052	14486,97	
		$e_2$	0,027	14133,07	0,042	14133,07	
Modal	Sentido Positivo	$e_1$	0,017	8139,88	0,021	8139,88	771,09
		$e_2$	0,015	7634,71	0,018	7634,71	
	Sentido Negativo	$e_1$	0,035	11250,77	0,048	11250,77	
		$e_2$	0,027	10399,97	0,035	10399,97	



### 5.4.2.2 Direcção y

Tabela 5.9 – Propriedades do sistema equivalente de 1 grau de liberdade idealizado para a direcção x (rótulas manuais)

Direcção y							
Casos de Análise			$d_v^*$ [m]	$F_v^*$ [kN]	$d_m^*$ [m]	$F_m^*$ [kN]	$m^*$ [Ton]
Uniforme	Sentido Positivo	e <sub>1</sub>	0,036	13172,95	0,039	13172,95	481,61
		e <sub>2</sub>	0,044	12431,81	0,073	12431,81	
	Sentido Negativo	e <sub>1</sub>	0,054	21528,38	0,059	21528,38	
		e <sub>2</sub>	0,040	9238,02	0,056	9238,02	
Modal	Sentido Positivo	e <sub>1</sub>	0,043	7094,15	0,047	7094,15	481,61
		e <sub>2</sub>	0,063	9670,37	0,069	9670,37	
	Sentido Negativo	e <sub>1</sub>	0,050	8072,59	0,054	8072,59	
		e <sub>2</sub>	0,047	7583,35	0,052	7583,35	

## 5.5 Desempenho Sísmico do Sistema Equivalente de 1 Grau de Liberdade

Aplica-se a Equação 3.11 para determinar o deslocamento-alvo para o comportamento elástico ilimitado:

$$d_{et}^* = S_{ae}(T^*) \left[ \frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (3.11)$$

Os valores de  $S_{ae}(T^*)$  são obtidos directamente do espectro de resposta elástica no formato aceleração-deslocamento, Gráfico 5.1, para cada período  $T^*$ . Deverão ser retirados os valores de  $d_{et}^*$  para os dois sismos regulamentares do EC8.

### 5.5.1 Modelo com Rótulas Automáticas

Tabela 5.10 – Deslocamento-objectivo do sistema equivalente de 1GDL com comportamento elástico ilimitado para a acção sísmica tipo 1, direcção x (rótulas automáticas)

Direcção x					
Acção Sísmica Tipo 1					
Casos de Análise			$T^*$ [s]	$S_{ae}(T^*)$ [m/s <sup>2</sup> ]	$d_{et}^*$ [m]
Uniforme	Sentido Positivo	e <sub>1</sub>	0,725	8,75	0,116
		e <sub>2</sub>	0,679	8,75	0,102
	Sentido Negativo	e <sub>1</sub>	0,702	8,75	0,109
		e <sub>2</sub>	0,692	8,75	0,106
Modal	Sentido Positivo	e <sub>1</sub>	0,824	8,49	0,146
		e <sub>2</sub>	0,759	8,75	0,128
	Sentido Negativo	e <sub>1</sub>	0,801	8,73	0,142
		e <sub>2</sub>	0,769	8,75	0,131

Tabela 5.11 – Deslocamento-objectivo do sistema equivalente de 1GDL com comportamento elástico ilimitado para a acção sísmica tipo 2, direcção  $x$  (rótulas automáticas)

Direcção $x$					
Acção Sísmica Tipo 2					
Casos de Análise			$T^*$ [s]	$S_{ae}(T^*)$ [m/s <sup>2</sup> ]	$d_{et}^*$ [m]
Uniforme	Sentido Positivo	$e_1$	0,725	3,57	0,047
		$e_2$	0,679	3,81	0,044
	Sentido Negativo	$e_1$	0,702	3,69	0,046
		$e_2$	0,692	3,74	0,045
Modal	Sentido Positivo	$e_1$	0,824	3,14	0,054
		$e_2$	0,759	3,41	0,050
	Sentido Negativo	$e_1$	0,801	3,23	0,052
		$e_2$	0,769	3,37	0,050

Tabela 5.12 – Deslocamento-objectivo do sistema equivalente de 1GDL com comportamento elástico ilimitado para a acção sísmica tipo 1, direcção  $y$  (rótulas automáticas)

Direcção $y$					
Acção Sísmica Tipo 1					
Casos de Análise			$T^*$ [s]	$S_{ae}(T^*)$ [m/s <sup>2</sup> ]	$d_{et}^*$ [m]
Uniforme	Sentido Positivo	$e_1$	0,970	7,21	0,172
		$e_2$	0,982	7,12	0,174
	Sentido Negativo	$e_1$	0,843	8,30	0,149
		$e_2$	0,920	7,60	0,163
Modal	Sentido Positivo	$e_1$	1,416	4,94	0,251
		$e_2$	1,412	4,95	0,250
	Sentido Negativo	$e_1$	1,365	5,13	0,242
		$e_2$	1,405	4,98	0,249

Tabela 5.13 – Deslocamento-objectivo do sistema equivalente de 1GDL com comportamento elástico ilimitado para a acção sísmica tipo 2, direcção  $y$  (rótulas automáticas)

Direcção $y$					
Acção Sísmica Tipo 2					
Casos de Análise			$T^*$ [s]	$S_{ae}(T^*)$ [m/s <sup>2</sup> ]	$d_{et}^*$ [m]
Uniforme	Sentido Positivo	$e_1$	0,970	2,67	0,064
		$e_2$	0,982	2,64	0,064
	Sentido Negativo	$e_1$	0,843	3,07	0,055
		$e_2$	0,920	2,82	0,060
Modal	Sentido Positivo	$e_1$	1,416	1,83	0,093
		$e_2$	1,412	1,83	0,092
	Sentido Negativo	$e_1$	1,365	1,90	0,090
		$e_2$	1,405	1,84	0,092

Uma vez que a acção sísmica tipo 1 tem sempre maiores valores de ordenadas espectrais, os deslocamentos-alvo com comportamento elástico ilimitado daí obtidos são também eles sempre superiores relativamente aos dados pela acção sísmica tipo 2. Daqui se conclui que o desempenho de uma estrutura assume contornos diferentes consoante o tipo de sismo que a solicita.

Para calcular o deslocamento-objectivo do sistema equivalente de 1 grau de liberdade utilizam-se as Equações 3.12 e 3.13, recordando que para a acção sísmica tipo 1  $T_c = 0,8s$  e para a acção sísmica tipo 2  $T_c = 0,3s$ . Este deslocamento-objectivo depende, para além do período  $T^*$ , da elasticidade da estrutura. Considera o EC8 que a separação entre comportamento inelástico e elástico da estrutura é dado pelo período de referência  $T_c$  – para períodos curtos,  $T^* < T_c$ , a resposta pode ser elástica ou não linear e para períodos longos,  $T^* \geq T_c$ , a resposta é sempre elástica.

Tabela 5.14 – Deslocamento-objectivo do sistema equivalente de 1GDL para a acção sísmica tipo 1, direcção  $x$  (rótulas automáticas)

Direcção $x$						
Acção Sísmica Tipo 1						
Casos de Análise			$T^*$ [s]	$F_v^*$ [kN]	$m^*$ [Ton]	$q_u$
Uniforme	Sentido Positivo	$e_1$	0,725	25595,55	771,09	2,586
		$e_2$	0,679	37292,58		1,775
	Sentido Negativo	$e_1$	0,702	20076,45		3,297
		$e_2$	0,692	33005,80		2,005
Modal	Sentido Positivo	$e_1$	0,824	20028,38		3,207
		$e_2$	0,759	23207,30		2,852
	Sentido Negativo	$e_1$	0,801	18120,19		3,644
		$e_2$	0,769	23211,64		2,852

Tabela 5.15 – Deslocamento-objectivo do sistema equivalente de 1GDL para a acção sísmica tipo 2, direcção  $x$  (rótulas automáticas)

Direcção $x$							
Acção Sísmica Tipo 2							
Casos de Análise			$T^*$ [s]	$F_y^*$ [kN]	$m^*$ [Ton]	$q_u$	$d_t^*$ [m]
Uniforme	Sentido Positivo	$e_1$	0,725	25595,55	771,09	1,055	0,047
		$e_2$	0,679	37292,58		0,773	0,044
	Sentido Negativo	$e_1$	0,702	20076,45		1,390	0,046
		$e_2$	0,692	33005,80		0,857	0,045
Modal	Sentido Positivo	$e_1$	0,824	20028,38		1,186	0,054
		$e_2$	0,759	23207,30		1,111	0,050
	Sentido Negativo	$e_1$	0,801	18120,19		1,348	0,052
		$e_2$	0,769	23211,64		1,098	0,050

Tabela 5.16 – Deslocamento-objectivo do sistema equivalente de 1GDL para a acção sísmica tipo 1, direcção  $y$  (rótulas automáticas)

Direcção $y$							
Acção Sísmica Tipo 1							
Casos de Análise			$T^*$ [s]	$F_y^*$ [kN]	$m^*$ [Ton]	$q_u$	$d_t^*$ [m]
Uniforme	Sentido Positivo	$e_1$	0,970	28370,06	481,61	1,201	0,172
		$e_2$	0,982	22159,75		1,518	0,174
	Sentido Negativo	$e_1$	0,843	9866,81		3,974	0,149
		$e_2$	0,920	17858,60		2,011	0,163
Modal	Sentido Positivo	$e_1$	1,416	10787,21		2,164	0,251
		$e_2$	1,412	10419,46		2,245	0,250
	Sentido Negativo	$e_1$	1,365	5468,47		4,432	0,242
		$e_2$	1,405	8670,66		2,714	0,249

Tabela 5.17 – Deslocamento-objectivo do sistema equivalente de 1GDL para a acção sísmica tipo 2, direcção  $y$

Direcção $y$							
Acção Sísmica Tipo 2							
Casos de Análise			$T^*$ [s]	$F_y^*$ [kN]	$m^*$ [Ton]	$q_u$	$d_t^*$ [m]
Uniforme	Sentido Positivo	$e_1$	0,970	28370,06	481,61	0,445	0,064
		$e_2$	0,982	22159,75		0,563	0,064
	Sentido Negativo	$e_1$	0,843	9866,81		1,470	0,055
		$e_2$	0,920	17858,60		0,746	0,060
Modal	Sentido Positivo	$e_1$	1,416	10787,21		0,802	0,093
		$e_2$	1,412	10419,46		0,830	0,092
	Sentido Negativo	$e_1$	1,365	5468,47		1,642	0,090
		$e_2$	1,405	8670,66		1,003	0,092

Na direcção  $x$ ,  $T^* < T_c$  para a acção sísmica tipo 1 e  $T^* > T_c$  para a acção sísmica tipo 2, pelo que neste último caso a resposta da estrutura é essencialmente elástica –  $d_t^* = d_{et}^*$ . Segundo  $y$ ,  $T^*$  é sempre maior que  $T_c$ .

### 5.5.2 Modelo com Rótulas Manuais

Tabela 5.18 – Deslocamento-objectivo do sistema equivalente de 1GDL com comportamento elástico ilimitado para a acção sísmica tipo 1, direcção  $x$  (rótulas manuais)

Direcção $x$					
Acção Sísmica Tipo 1					
Casos de Análise			$T^*$ [s]	$S_{ac}(T^*)$ [m/s <sup>2</sup> ]	$d_{et}^*$ [m]
Uniforme	Sentido Positivo	$e_1$	0,756	8,75	0,127
		$e_2$	0,723	8,75	0,116
	Sentido Negativo	$e_1$	0,877	7,98	0,155
		$e_2$	0,753	8,75	0,126
Modal	Sentido Positivo	$e_1$	0,798	8,75	0,141
		$e_2$	0,769	8,75	0,131
	Sentido Negativo	$e_1$	0,970	7,21	0,172
		$e_2$	0,873	8,01	0,155

Tabela 5.19 – Deslocamento-objectivo do sistema equivalente de 1GDL com comportamento elástico ilimitado para a acção sísmica tipo 2, direcção  $x$  (rótulas manuais)

Direcção $x$					
Acção Sísmica Tipo 2					
Casos de Análise			$T^*$ [s]	$S_{ac}(T^*)$ [m/s <sup>2</sup> ]	$d_{et}^*$ [m]
Uniforme	Sentido Positivo	$e_1$	0,756	3,43	0,050
		$e_2$	0,723	3,58	0,047
	Sentido Negativo	$e_1$	0,877	2,95	0,057
		$e_2$	0,753	3,44	0,049
Modal	Sentido Positivo	$e_1$	0,798	3,25	0,052
		$e_2$	0,769	3,37	0,050
	Sentido Negativo	$e_1$	0,970	2,67	0,064
		$e_2$	0,873	2,97	0,057

Tabela 5.20 – Deslocamento-objectivo do sistema equivalente de 1GDL com comportamento elástico ilimitado para a acção sísmica tipo 1, direcção  $y$  (rótulas manuais)

Direcção $y$					
Acção Sísmica Tipo 1					
Casos de Análise			$T^*$ [s]	$S_{ac}(T^*)$ [m/s <sup>2</sup> ]	$d_{et}^*$ [m]
Uniforme	Sentido Positivo	$e_1$	0,899	7,78	0,159
		$e_2$	1,030	6,79	0,183
	Sentido Negativo	$e_1$	0,863	8,11	0,153
		$e_2$	1,136	6,16	0,201
Modal	Sentido Positivo	$e_1$	1,343	5,21	0,238
		$e_2$	1,396	5,01	0,247
	Sentido Negativo	$e_1$	1,359	5,15	0,241
		$e_2$	1,366	5,12	0,242

Tabela 5.21 – Deslocamento-objectivo do sistema equivalente de 1GDL com comportamento elástico ilimitado para a acção sísmica tipo 2, direcção  $y$  (rótulas manuais)

Direcção $y$					
Acção Sísmica Tipo 2					
Casos de Análise			$T^*$ [s]	$S_{ac}(T^*)$ [m/s <sup>2</sup> ]	$d_{et}^*$ [m]
Uniforme	Sentido Positivo	$e_1$	0,899	2,88	0,059
		$e_2$	1,030	2,51	0,067
	Sentido Negativo	$e_1$	0,863	3,00	0,057
		$e_2$	1,136	2,28	0,075
Modal	Sentido Positivo	$e_1$	1,343	1,93	0,088
		$e_2$	1,396	1,86	0,092
	Sentido Negativo	$e_1$	1,359	1,91	0,089
		$e_2$	1,366	1,90	0,090

Tabela 5.22 – Deslocamento-objectivo do sistema equivalente de 1GDL para a acção sísmica tipo 1, direcção  $x$  (rótulas manuais)

Direcção x							
Acção Sísmica Tipo 1							
Casos de Análise			T* [s]	F <sub>y</sub> * [kN]	m* [Ton]	q <sub>u</sub>	d <sub>t</sub> * [m]
Uniforme	Sentido Positivo	e <sub>1</sub>	0,756	11763,02	771,09	5,627	0,133
		e <sub>2</sub>	0,723	13135,44		5,039	0,126
	Sentido Negativo	e <sub>1</sub>	0,877	14486,97		4,167	0,155
		e <sub>2</sub>	0,753	14133,07		4,683	0,132
Modal	Sentido Positivo	e <sub>1</sub>	0,798	8139,88		8,131	0,141
		e <sub>2</sub>	0,769	7634,71		8,669	0,136
	Sentido Negativo	e <sub>1</sub>	0,970	11250,77		4,848	0,172
		e <sub>2</sub>	0,873	10399,97		5,826	0,155

Tabela 5.23 – Deslocamento-objectivo do sistema equivalente de 1GDL para a acção sísmica tipo 2, direcção  $x$  (rótulas manuais)

Direcção x							
Acção Sísmica Tipo 2							
Casos de Análise			T* [s]	F <sub>y</sub> * [kN]	m* [Ton]	q <sub>u</sub>	d <sub>t</sub> * [m]
Uniforme	Sentido Positivo	e <sub>1</sub>	0,756	11763,02	771,09	2,206	0,050
		e <sub>2</sub>	0,723	13135,44		2,062	0,047
	Sentido Negativo	e <sub>1</sub>	0,877	14486,97		1,540	0,057
		e <sub>2</sub>	0,753	14133,07		1,841	0,049
Modal	Sentido Positivo	e <sub>1</sub>	0,798	8139,88		3,020	0,052
		e <sub>2</sub>	0,769	7634,71		3,339	0,050
	Sentido Negativo	e <sub>1</sub>	0,970	11250,77		1,795	0,064
		e <sub>2</sub>	0,873	10399,97		2,160	0,057

Tabela 5.24 – Deslocamento-objectivo do sistema equivalente de 1GDL para a acção sísmica tipo 1, direcção  $y$  (rótulas manuais)

Direcção $y$							
Acção Sísmica Tipo 1							
Casos de Análise			$T^*$ [s]	$F_y^*$ [kN]	$m^*$ [Ton]	$q_u$	$d_t^*$ [m]
Uniforme	Sentido Positivo	$e_1$	0,899	13172,95	481,61	2,790	0,159
		$e_2$	1,030	12431,81		2,580	0,183
	Sentido Negativo	$e_1$	0,863	21528,38		1,780	0,153
		$e_2$	1,136	9238,02		3,150	0,201
Modal	Sentido Positivo	$e_1$	1,343	7094,15		3,470	0,238
		$e_2$	1,396	9670,37		2,448	0,247
	Sentido Negativo	$e_1$	1,359	8072,59		3,014	0,241
		$e_2$	1,366	7583,35		3,190	0,242

Tabela 5.25 – Deslocamento-objectivo do sistema equivalente de 1GDL para a acção sísmica tipo 2, direcção  $y$  (rótulas manuais)

Direcção y							
Acção Sísmica Tipo 2							
Casos de Análise			T* [s]	F <sub>y</sub> * [kN]	m* [Ton]	q <sub>u</sub>	d <sub>t</sub> * [m]
Uniforme	Sentido Positivo	e <sub>1</sub>	0,899	13172,95	481,61	1,033	0,059
		e <sub>2</sub>	1,030	12431,81		0,954	0,067
	Sentido Negativo	e <sub>1</sub>	0,863	21528,38		0,658	0,057
		e <sub>2</sub>	1,136	9238,02		1,166	0,075
Modal	Sentido Positivo	e <sub>1</sub>	1,343	7094,15		1,285	0,088
		e <sub>2</sub>	1,396	9670,37		0,909	0,092
	Sentido Negativo	e <sub>1</sub>	1,359	8072,59		1,118	0,089
		e <sub>2</sub>	1,366	7583,35		1,184	0,090

## 5.6. Desempenho Sísmico do Sistema de $n$ Graus de Liberdade

De acordo com a Equação 3.14, para transformar o deslocamento-objectivo do sistema equivalente de 1 grau de liberdade no deslocamento-objectivo do sistema de  $n$  graus de liberdade, a estrutura real, basta multiplicar o primeiro pelo factor de transformação,  $\Gamma$ .

### 5.6.1 Modelo com Rótulas Automáticas

Tabela 5.26 – Deslocamento-objectivo do sistema de  $n$  graus de liberdade para a acção sísmica tipo 1, direcção  $x$  (rótulas automáticas)

Direcção $x$					
Acção Sísmica Tipo 1					
Casos de Análise			$d_t^*$ [m]	$\Gamma$	$d_t$ [m]
Uniforme	Sentido Positivo	$e_1$	0,124	1,263	0,156
		$e_2$	0,110		0,139
	Sentido Negativo	$e_1$	0,120		0,151
		$e_2$	0,114		0,145
Modal	Sentido Positivo	$e_1$	0,146		0,185
		$e_2$	0,132		0,167
	Sentido Negativo	$e_1$	0,142		0,179
		$e_2$	0,134		0,170

Tabela 5.27 – Deslocamento-objectivo do sistema de  $n$  graus de liberdade para a acção sísmica tipo 2, direcção  $x$  (rótulas automáticas)

Direcção $x$					
Acção Sísmica Tipo 2					
Casos de Análise			$d_t^*$ [m]	$\Gamma$	$d_t$ [m]
Uniforme	Sentido Positivo	$e_1$	0,047	1,263	0,060
		$e_2$	0,044		0,056
	Sentido Negativo	$e_1$	0,046		0,058
		$e_2$	0,045		0,057
Modal	Sentido Positivo	$e_1$	0,054		0,068
		$e_2$	0,050		0,063
	Sentido Negativo	$e_1$	0,052		0,066
		$e_2$	0,050		0,064



Tabela 5.28 – Deslocamento-objectivo do sistema de  $n$  graus de liberdade para a acção sísmica tipo 1, direcção  $y$  (rótulas automáticas)

Direcção $y$					
Acção Sísmica Tipo 1					
Casos de Análise			$d_t^*$ [m]	$\Gamma$	$d_t$ [m]
Uniforme	Sentido Positivo	$e_1$	0,172	1,449	0,249
		$e_2$	0,174		0,252
	Sentido Negativo	$e_1$	0,149		0,216
		$e_2$	0,163		0,236
Modal	Sentido Positivo	$e_1$	0,251		0,363
		$e_2$	0,250		0,362
	Sentido Negativo	$e_1$	0,242		0,351
		$e_2$	0,249		0,361

Tabela 5.29 – Deslocamento-objectivo do sistema de  $n$  graus de liberdade para a acção sísmica tipo 2, direcção  $y$  (rótulas automáticas)

Direcção $y$					
Acção Sísmica Tipo 2					
Casos de Análise			$d_t^*$ [m]	$\Gamma$	$d_t$ [m]
Uniforme	Sentido Positivo	$e_1$	0,064	1,449	0,092
		$e_2$	0,064		0,093
	Sentido Negativo	$e_1$	0,055		0,080
		$e_2$	0,060		0,088
Modal	Sentido Positivo	$e_1$	0,093		0,135
		$e_2$	0,092		0,134
	Sentido Negativo	$e_1$	0,090		0,130
		$e_2$	0,092		0,133

São estes os valores de deslocamentos que serão impostos ao ponto de controlo, no centro de massa do topo do edifício. Ao solicitar a estrutura com estes valores de deslocamento, conhecem-se os danos na estrutura e a respectiva evolução, bem como os possíveis mecanismos de colapso.

Analisando os resultados, verifica-se que em ambas as direcções o sismo tipo 1 é sempre mais condicionante e que os deslocamentos-objectivo dados pelas distribuições uniformes de forças são inferiores aos das distribuições modais.

## 5.6.2 Modelo com Rótulas Manuais

Tabela 5.30 – Deslocamento-objectivo do sistema de  $n$  graus de liberdade para a acção sísmica tipo 1, direcção  $x$  (rótulas manuais)

Direcção $x$					
Acção Sísmica Tipo 1					
Casos de Análise			$d_t^*$ [m]	$\Gamma$	$d_t$ [m]
Uniforme	Sentido Positivo	$e_1$	0,133	1,263	0,168
		$e_2$	0,126		0,159
	Sentido Negativo	$e_1$	0,155		0,196
		$e_2$	0,132		0,166
Modal	Sentido Positivo	$e_1$	0,141		0,179
		$e_2$	0,136		0,171
	Sentido Negativo	$e_1$	0,172		0,217
		$e_2$	0,155		0,195

Tabela 5.31 – Deslocamento-objectivo do sistema de  $n$  graus de liberdade para a acção sísmica tipo 2, direcção  $x$  (rótulas manuais)

Direcção $x$					
Acção Sísmica Tipo 2					
Casos de Análise			$d_t^*$ [m]	$\Gamma$	$d_t$ [m]
Uniforme	Sentido Positivo	$e_1$	0,050	1,263	0,063
		$e_2$	0,047		0,060
	Sentido Negativo	$e_1$	0,057		0,073
		$e_2$	0,049		0,062
Modal	Sentido Positivo	$e_1$	0,052		0,066
		$e_2$	0,050		0,064
	Sentido Negativo	$e_1$	0,064		0,080
		$e_2$	0,057		0,072

Tabela 5.32 – Deslocamento-objectivo do sistema de  $n$  graus de liberdade para a acção sísmica tipo 1, direcção  $y$  (rótulas manuais)

Direcção $y$					
Acção Sísmica Tipo 1					
Casos de Análise			$d_t^*$ [m]	$\Gamma$	$d_t$ [m]
Uniforme	Sentido Positivo	$e_1$	0,159	1,449	0,231
		$e_2$	0,183		0,264
	Sentido Negativo	$e_1$	0,153		0,222
		$e_2$	0,201		0,292
Modal	Sentido Positivo	$e_1$	0,238		0,345
		$e_2$	0,247		0,358
	Sentido Negativo	$e_1$	0,241		0,349
		$e_2$	0,242		0,350

Tabela 5.33 – Deslocamento-objectivo do sistema de  $n$  graus de liberdade para a acção sísmica tipo 2, direcção  $y$  (rótulas manuais)

Direcção $y$					
Acção Sísmica Tipo 2					
Casos de Análise			$d_t^*$ [m]	$\Gamma$	$d_t$ [m]
Uniforme	Sentido Positivo	$e_1$	0,059	1,449	0,085
		$e_2$	0,067		0,098
	Sentido Negativo	$e_1$	0,057		0,082
		$e_2$	0,075		0,108
Modal	Sentido Positivo	$e_1$	0,088		0,128
		$e_2$	0,092		0,133
	Sentido Negativo	$e_1$	0,089		0,129
		$e_2$	0,090		0,130

## 5.7 Análise de Resultados e Comparação dos Dois Modelos

Nas Tabelas 5.34 e 5.35 apresentam-se os valores máximos de deslocamento-objectivo para cada tipo de acção sísmica, respectivamente para as direcções  $x$  e  $y$ .

Tabela 5.34 – Deslocamentos-objectivo dos 2 modelos, direcção  $x$

Direcção $x$		
Acção Sísmica	Tipo de Rótula	
	FEMA-3566	Manual
Tipo 1	0,185	0,217
Tipo 2	0,056	0,080

Tabela 5.35 – Deslocamentos-objectivo dos 2 modelos, direcção  $y$

Direcção $y$		
Acção Sísmica	Tipo de Rótula	
	FEMA-3566	Manual
Tipo 1	0,363	0,358
Tipo 2	0,135	0,133

A diferença entre ambos os modelos é mais acentuada na direcção  $x$  que na direcção  $y$ . Na primeira, a diferença máxima é de cerca de 30% ao passo que segundo  $y$  as diferenças de resultados são negligenciáveis (1,50% no máximo). O modelo com rótulas automáticas é mais condicionante na direcção mais flexível,  $y$ , pois impõe maiores deslocamentos que no modelo com rótulas manuais. Na direcção  $x$  passa-se o contrário. Da análise destes resultados não se pode concluir sobre a adequabilidade de um modelo sobre o outro.

A análise de resultados será feita com as rótulas modeladas automaticamente pelo programa.

## Capítulo 6 – Análise de Resultados

É necessário, para estudar o comportamento da estrutura face à acção sísmica, que o deslocamento-objectivo obtido não seja superior ao do critério de rotura utilizado para traçar as curvas de capacidade resistente. Para a acção sísmica tipo 1, nenhum dos casos de análise cumpre este critério, podendo-se afirmar que a estrutura entra em rotura para uma acção sísmica inferior à regulamentar. Mesmo para a acção sísmica tipo 2, apenas os casos com carregamento uniforme e alguns com carregamento modal não ultrapassam o ponto de rotura da respectiva curva de capacidade resistente. As Tabelas 6.1 e 6.2 indicam, respectivamente para as direcções  $x$  e  $y$ , quais os deslocamentos-objectivo para cada caso de carga e acção sísmica, bem como o deslocamento máximo obtido na curva de capacidade resistente. A verde estão os casos em que se farão as análises de danos.

Tabela 6.1 – Deslocamentos-objectivo e deslocamentos da curva de capacidade resistente, direcção  $x$

Direcção $x$					
Casos de Análise			A.S. 1	A.S. 2	Curva Cap. Resist.
Uniforme	Sentido Positivo	$e_1$	0,156	0,060	0,085
		$e_2$	0,139	0,056	0,091
	Sentido Negativo	$e_1$	0,151	0,058	0,088
		$e_2$	0,145	0,057	0,087
Modal	Sentido Positivo	$e_1$	0,185	0,068	0,046
		$e_2$	0,167	0,063	0,054
	Sentido Negativo	$e_1$	0,179	0,066	0,074
		$e_2$	0,170	0,064	0,063

Tabela 6.2 – Deslocamentos-objectivo e deslocamentos da curva de capacidade resistente, direcção  $y$

Direcção $y$					
Casos de Análise			A.S. 1	A.S. 2	Curva Cap. Resist.
Uniforme	Sentido Positivo	$e_1$	0,249	0,092	0,140
		$e_2$	0,252	0,093	0,120
	Sentido Negativo	$e_1$	0,216	0,080	0,109
		$e_2$	0,236	0,088	0,110
Modal	Sentido Positivo	$e_1$	0,363	0,135	0,030
		$e_2$	0,362	0,134	0,050
	Sentido Negativo	$e_1$	0,351	0,130	0,080
		$e_2$	0,361	0,133	0,135

## 6.1 Análise de Danos – Acção Sísmica Tipo 2

### 6.1.1 Deslocamentos Absolutos

Para os casos de análise referidos, obtiveram-se os seguintes deslocamentos no centro de massa de cada piso:

Tabela 6.3 – Deslocamentos no centro de massa de cada piso

	Deslocamentos Absolutos [m]			
	Direcção x		Direcção y	
	Modal	Uniforme	Modal	Uniforme
Cobertura 2	0,066	0,058	0,133	0,088
Cobertura 1	0,032	0,027	0,003	0,005
Piso 3	0,028	0,026	0,017	0,0454
Piso 2	0,012	0,011	0,011	0,0234

Fez-se também uma análise modal linear utilizando o espectro de resposta de cálculo da acção sísmica tipo 2 do Gráfico 4.5 com o intuito de comparar as deformadas para cada caso de carga. Os deslocamentos aí obtidos foram, de acordo com o parágrafo 4.3.4 (1) do EC8, multiplicados pelo coeficiente de comportamento – 3,12.

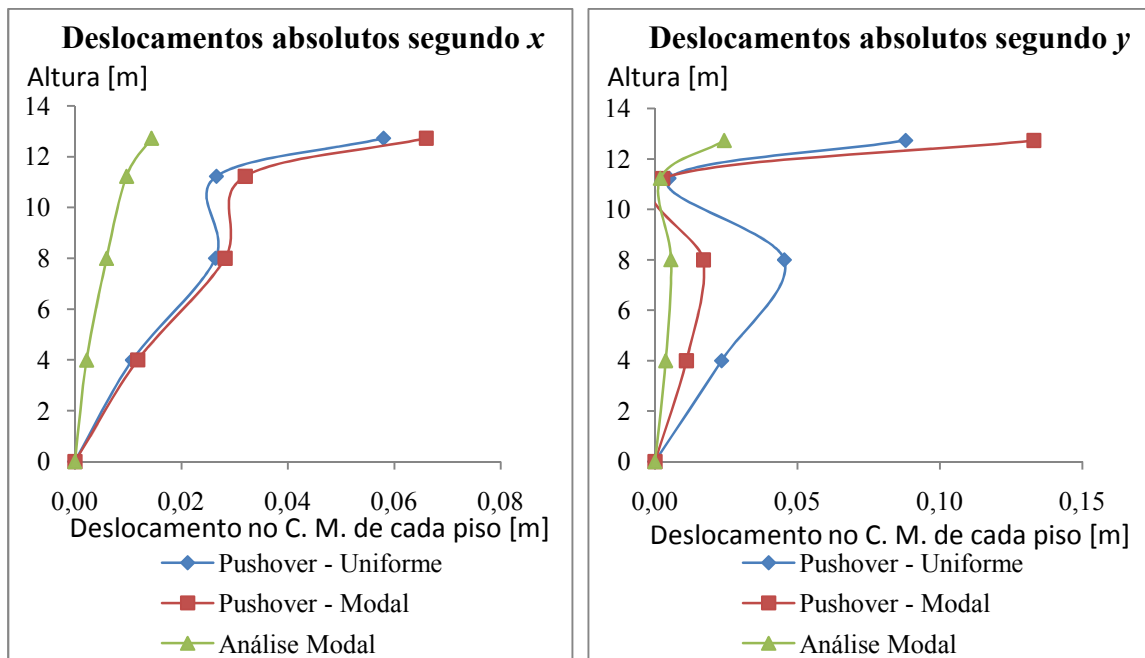


Gráfico 6.1 – Deslocamentos no centro de massa de cada piso, direcções x e y

A configuração de deformada é a mesma para a análise linear e não linear, pese embora as menores deformações dadas pela análise modal por espectro de resposta de cálculo – a

observação dos gráficos evidencia uma subestimação dos deslocamentos dados por esta última análise em relação à análise pushover efectuada. Este efeito já era expectável, visto que é preciso reduzir o campo de deslocamentos para se obter valores de esforços no nível comparável com efeitos não-lineares, como mostra a Figura 2.2.

A influência da área de cobertura que está a uma cota inferior à maior parte do piso de cobertura é visível nestes gráficos – esse piso não se deforma em conjunto com a restante estrutura, tendo deslocamentos sempre inferiores à mesma.

### 6.1.2 Deslocamentos Interpisos

Como critério de limitação de danos, o parágrafo 4.4.3.2 (2) do EC8 indica um valor máximo de deslocamento interpisos para edifícios com elementos não estruturais frágeis, que é o caso mais corrente:

$$d_r v \leq 0,005h \quad (6.1)$$

onde:

$d_r$  – valor de cálculo do deslocamento entre pisos

$h$  – altura entre pisos

$v$  - coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da acção sísmica associada ao requisito de limitação de danos

O coeficiente de redução faz com que diminua o período de retorno da acção sísmica, uma vez que o período de retorno para um sismo de serviço (indicado para o critério de limitação de danos) é inferior ao do sismo de projecto. Os valores de  $v$  são dados no Anexo Nacional do EC8 e valem 0,40 e 0,55 para, respectivamente, acção sísmica tipo 1 e tipo 2.

Tabela 6.4 – Deslocamentos interpisos, em valor absoluto, medidos no centro de massa, direcção  $x$

	Deslocamentos Interpisos [m]		
	Direcção $x$		
	Pushover - Modal	Pushover - Uniforme	Análise Modal
Cob. 1 - Cob. 2	-0,034	0,031	-0,005
Piso 3 - Cob. 2	0,038	0,032	0,008
Piso 3 - Cob. 1	0,004	0,000	0,004
Piso 2 - Piso 3	0,016	0,016	0,004
Piso 1 - Piso 2	0,012	0,011	0,002

Tabela 6.5 – Deslocamentos interpisos, em valor absoluto, medidos no centro de massa, direcção y

	Deslocamentos Interpisos [m]		
	Direcção y		
	Pushover - Modal	Pushover - Uniforme	Análise Modal
Cob. 1 - Cob. 2	0,130	0,083	0,022
Piso 3 - Cob. 2	0,116	0,043	0,019
Piso 3 - Cob. 1	0,014	0,040	0,004
Piso 2 - Piso 3	0,006	0,022	0,002
Piso 1 - Piso 2	0,011	0,023	0,004

Os deslocamentos relativos entre cada piso são mais gravosos na parte que se refere ao Piso de Cobertura 1, rebaixado. Uma vez que este piso não se deforma solidariamente com a restante estrutura, os deslocamentos relativos entre este piso e os adjacentes são muito superiores aos deslocamentos relativos dos restantes pisos.

Tabela 6.6 – Deslocamentos interpisos multiplicados pelo coeficiente de redução e 0,005h, direcção x

	Deslocamentos Interpisos x factor redução [m]			
	Direcção x			0,005h
	Pushover - Modal	Pushover - Uniforme	Análise Modal	
Cob. 1 - Cob. 2	-0,019	0,017	-0,003	0,008
Piso 3 - Cob. 2	0,021	0,017	0,005	0,024
Piso 3 - Cob. 1	0,002	0,000	0,002	0,016
Piso 2 - Piso 3	0,009	0,009	0,002	0,020
Piso 1 - Piso 2	0,006	0,006	0,001	0,025

Tabela 6.7 – Deslocamentos interpisos multiplicados pelo coeficiente de redução e 0,005h, direcção y

	Deslocamentos Interpisos x factor redução [m]			
	Direcção y			0,005h
	Pushover - Modal	Pushover - Uniforme	Análise Modal	
Cob. 1 - Cob. 2	0,072	0,046	0,012	0,008
Piso 3 - Cob. 2	0,064	0,023	0,010	0,024
Piso 3 - Cob. 1	0,008	0,022	0,002	0,016
Piso 2 - Piso 3	0,003	0,012	0,001	0,020
Piso 1 - Piso 2	0,006	0,013	0,002	0,025

Nenhum dos pisos ultrapassa o critério de limitação de danos à excepção do já referido piso de cobertura rebaixado. Aí, tanto para o piso 3, inferior, como para o piso de cobertura à cota mais elevada, esse critério é ultrapassado, prevendo-se a ocorrência de danos significativos nos elementos não estruturais para um sismo de serviço.

### 6.1.3 Formação de Rótulas Plásticas

Será aqui apresentada a distribuição de rótulas plásticas pela estrutura, separadamente para as direcções  $x$  e  $y$ .

As rótulas de cor roxa representam a cedência da secção. A cor amarela indica que já se atingiu o momento último do elemento. As cores intermédias, azul-escuro, azul-claro e verde são critérios de conformidade do regulamento FEMA-356 que indicam se já se foram atingidos determinados estados na rótula relativamente à funcionalidade do edifício. Estes estados são, respectivamente para cada cor, *Immediate Occupancy*, *Life Safety* e *Collapse Prevention*.

#### 6.1.3.1 Direcção $x$

A formação da primeira rótula plástica dá-se para um deslocamento no centro de massa do topo do edifício de 0,15cm. A primeira secção a plastificar é uma parede resistente no alçado Poente, orientada segundo  $y$  (Figura 6.1).

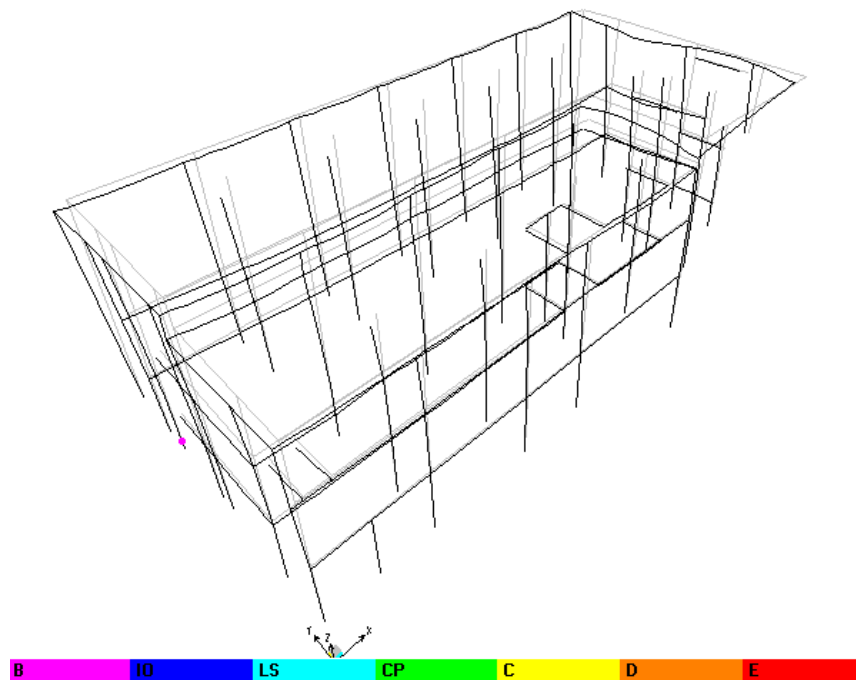


Figura 6.1 – Formação da primeira rótula plástica segundo  $x$ , deslocamento de 0,15cm no topo

Com um deslocamento de cerca de 0,9cm no topo do edifício, começam a formar-se as primeiras rótulas nas vigas, principalmente nos contornos do edifício. Estas vigas têm a



direcção tanto do carregamento como da sua ortogonal, não exibindo assim um comportamento preferencial (Figura 6.2).

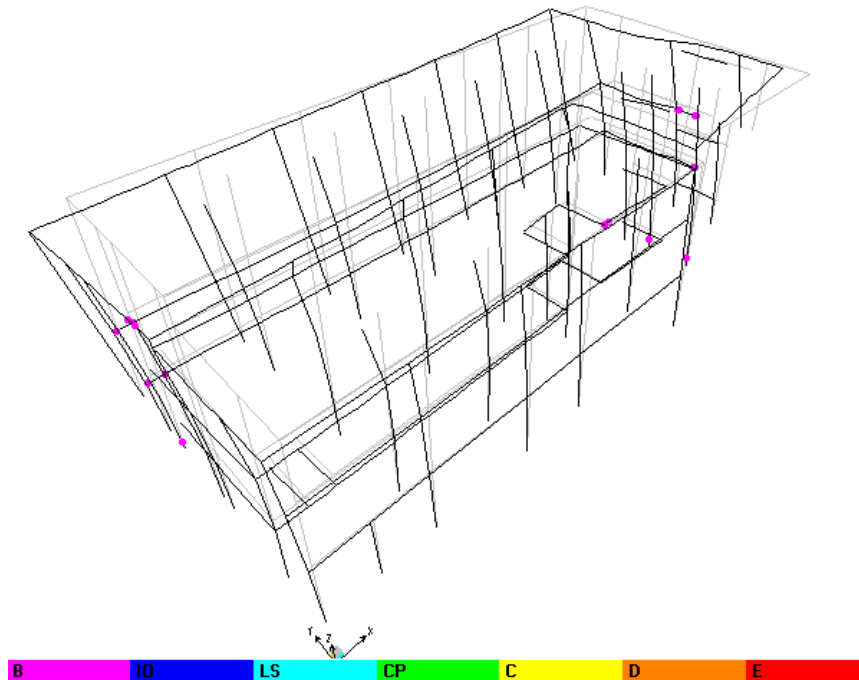


Figura 6.2 – Rótulas plásticas para a direcção segundo  $x$ , deslocamento de 0,88cm no topo

Começam a ser ultrapassados os critérios de *immediate occupancy* quando o deslocamento no topo atinge os 2,2cm – formam-se rótulas identificadas com a cor azul-escura em elementos verticais (Figura 6.3).

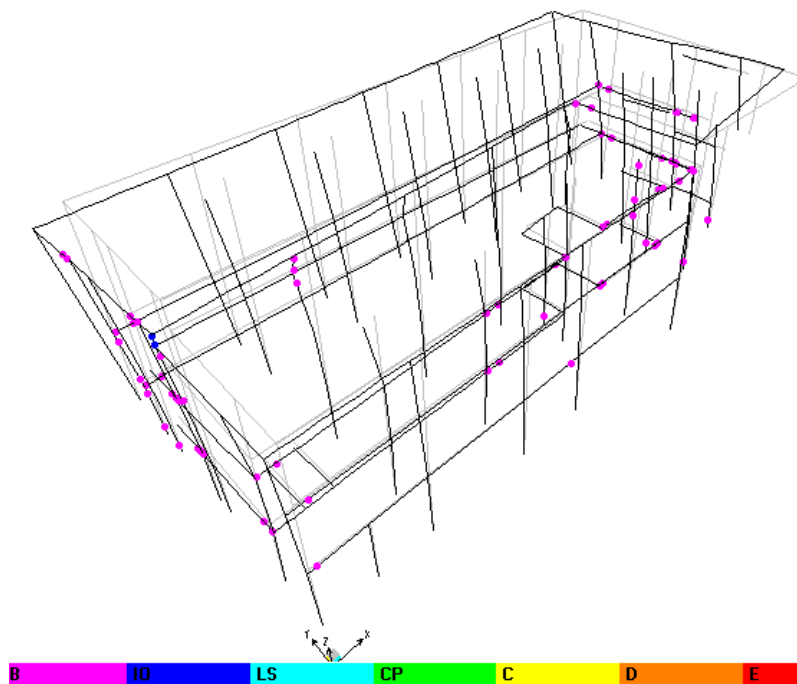


Figura 6.3 – Rótulas plásticas para a direcção segundo  $x$ , deslocamento de 1,8cm no topo

Atingido o deslocamento-objectivo, a estrutura apresenta um elevado número de secções plastificadas. Os elementos verticais que ligam as duas partes da cobertura apresentam os maiores níveis de plasticidade, isto é, já não têm praticamente nenhuma capacidade de dissipação de energia (Figura 6.4).

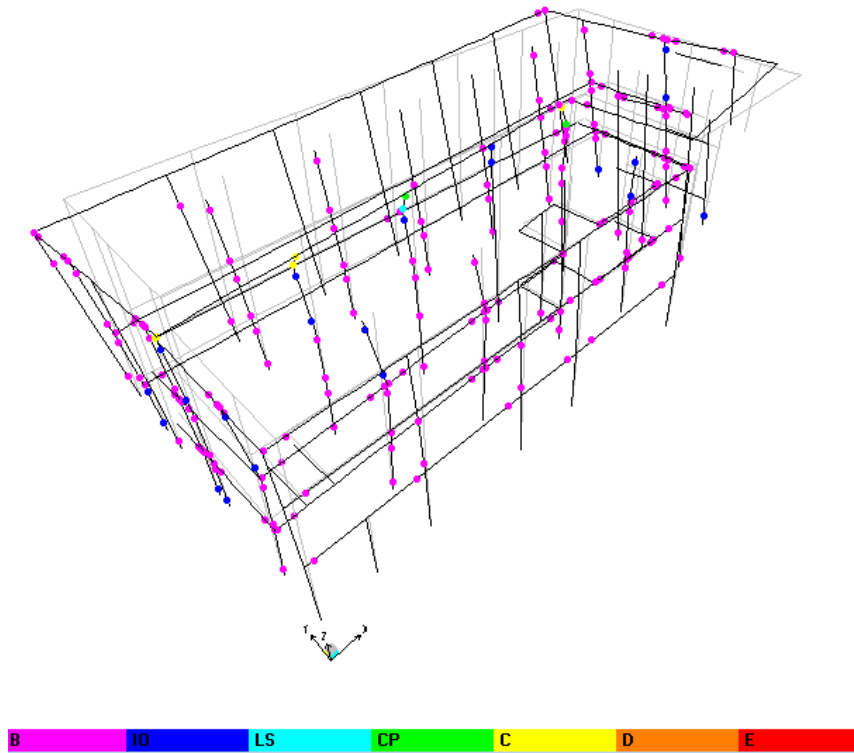


Figura 6.4 – Rótulas plásticas para a direcção segundo  $x$ , com o deslocamento-objectivo no topo do edifício

### 6.1.3.2 Direcção $y$

A formação da 1.<sup>a</sup> rótula plástica dá-se em vigas junto ao contorno de lajes para um deslocamento no topo de 0,5cm (Figura 6.5).

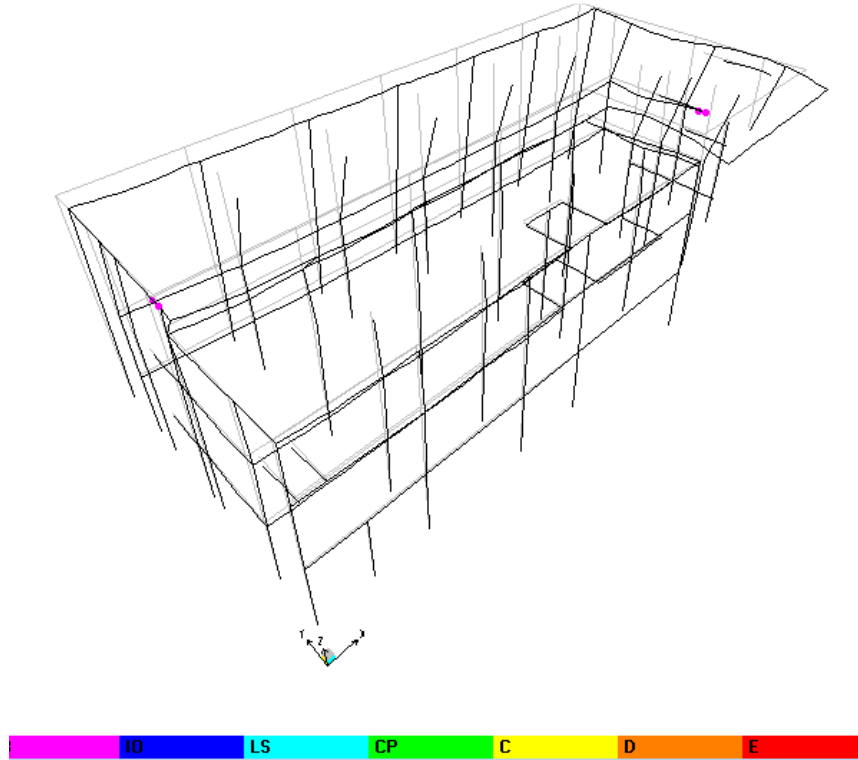


Figura 6.5 – Formação da primeira rótula plástica para um carregamento segundo  $y$ , deslocamento de 0,5cm no topo

Com o aumento dos deslocamentos laterais, começam a formar-se as primeiras rótulas plásticas em elementos verticais – deslocamento no topo de 2,4cm (Figura 6.6).

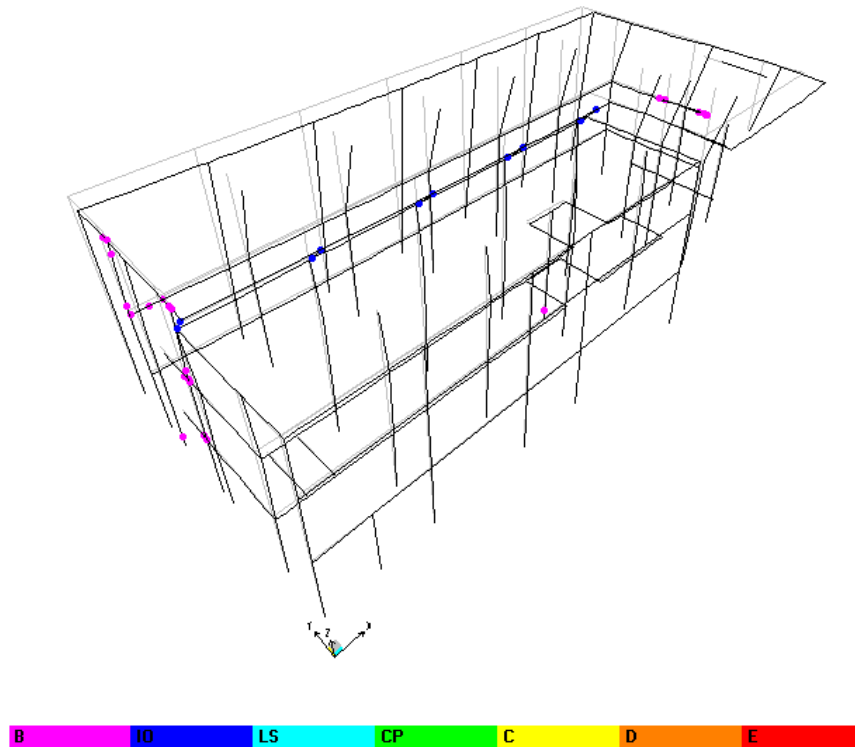


Figura 6.6 – Rótulas plásticas para um carregamento segundo  $y$ , deslocamento no topo de 2,4cm

Quando se atinge o deslocamento-objectivo da estrutura, o número de rótulas plásticas é já bastante extenso. Sem nenhum elemento ter atingido a sua capacidade última, a zona mais penalizada é o alinhamento de pilares metálicos – alguns desses pilares estão quase no limite da sua resistência. A formação de rótulas em vigas dá-se principalmente em vigas orientadas segundo a direcção do carregamento. Há ainda a salientar a elevada ductilidade das paredes resistentes e núcleos de escadas – apesar de este último ter sido o primeiro elemento a plastificar, o aumento progressivo dos deslocamentos não fez com que atingisse o seu momento último (Figura 6.8).

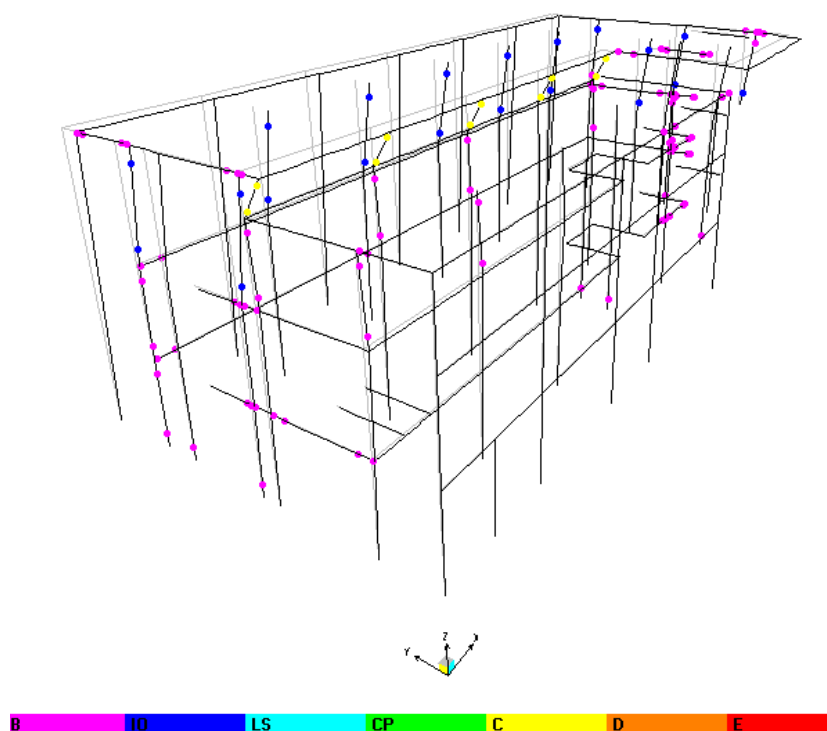


Figura 6.7 – Rótulas plásticas para o carregamento segundo  $y$ , deslocamento-objectivo

Em resumo, o comportamento da estrutura em ambas as direcções quando sujeita ao deslocamento-objectivo é semelhante, sendo a zona mais penalizada da estrutura a transição entre os pisos 3 e a cobertura inferior e a cobertura inferior e superior. A direcção  $y$  apresenta mais elementos verticais plastificados.

## 6.2 Comparação de Esforços

Consideraram-se 3 elementos verticais diferentes para a comparação dos esforços entre as análises linear (análise modal por espectro de resposta do sismo do Tipo 2) e não linear (análise *pushover* até aos pontos de performance apresentados nas Tabelas 6.2 e 6.3, com dois tipos de distribuição lateral de carregamentos): um pilar central, PF3, um pilar de canto, PF9, e uma parede resistente, ParF1.

O momento M3 corresponde à aplicação de forças segundo o eixo global  $x$  e o momento M2 segundo o eixo global  $y$ .

### 6.2.1 Pilar Central – PF3

Apresenta-se no Gráfico 6.2 a evolução dos momentos flectores em altura no pilar PF3:

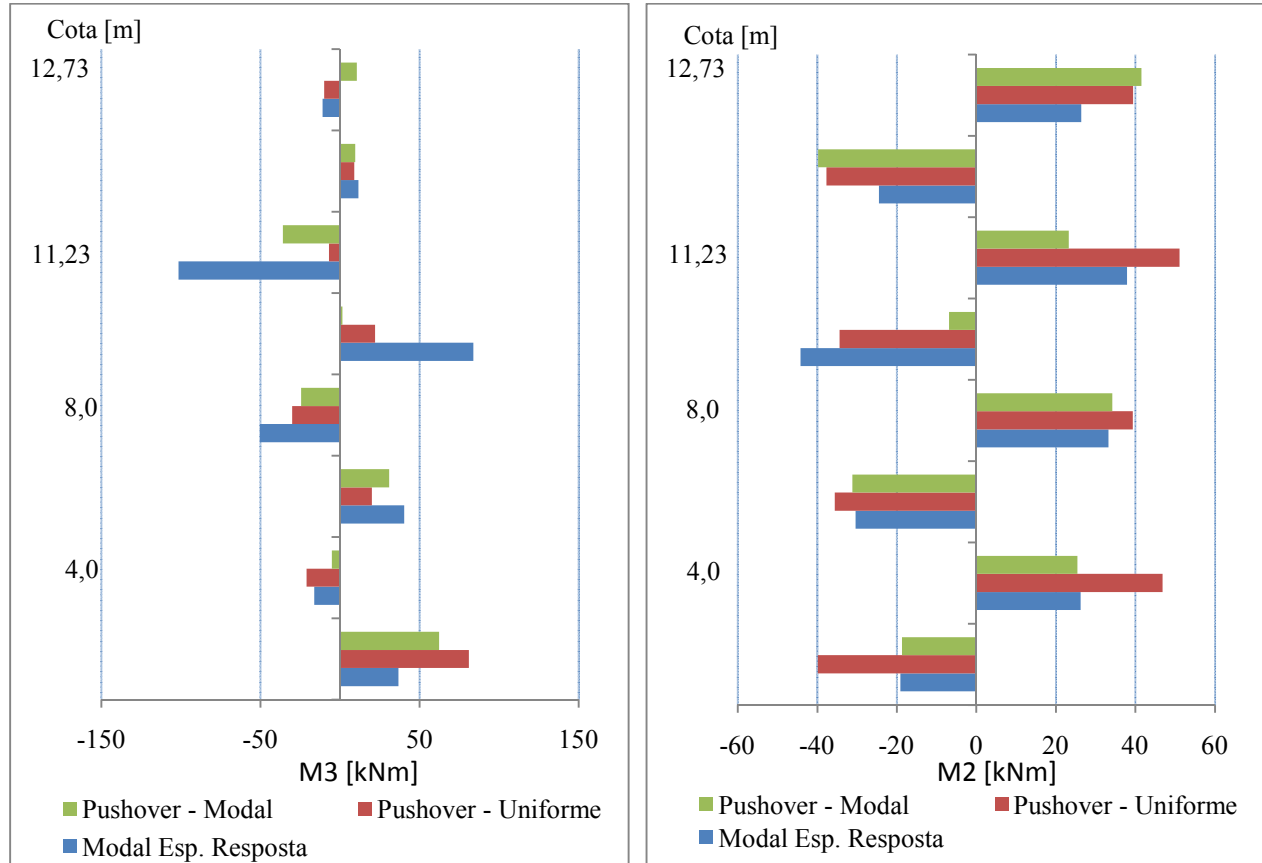


Gráfico 6.2 – Momentos M2 e M3 actuantes no pilar PF3

Os valores de momentos, regra geral não diferem significativamente para os casos de análise linear e não linear, à excepção da zona de transição entre coberturas onde o momento M3 obtido pela análise linear é significativamente maior que o obtido pela análise não linear e da base do pilar – momentos M2, onde a análise *pushover* é mais conservadora.

A evolução dos momentos em altura não é regular, tanto para  $x$  como para  $y$ , o que se explica pelo facto de não haver simetria em planta segundo qualquer direcção.

Constata-se que os esforços mais elevados surgem entre as cotas 8,0m e 11,23m, ou seja, entre o piso 3 e a área de cobertura que se situa a uma cota mais baixa. Estes resultados vêm de encontro às conclusões anteriores sobre os deslocamentos interpisos, quando se verificou que esta seria a zona mais penalizada da estrutura. A maior dimensão do pilar está disposta

paralelamente a  $x$ , acabando assim naturalmente por absorver maiores momentos segundo  $y$  que segundo  $x$ .

### 6.2.2 Pilar de Canto – PF9

O Gráfico 6.3 apresenta os momentos flectores no pilar PF9:

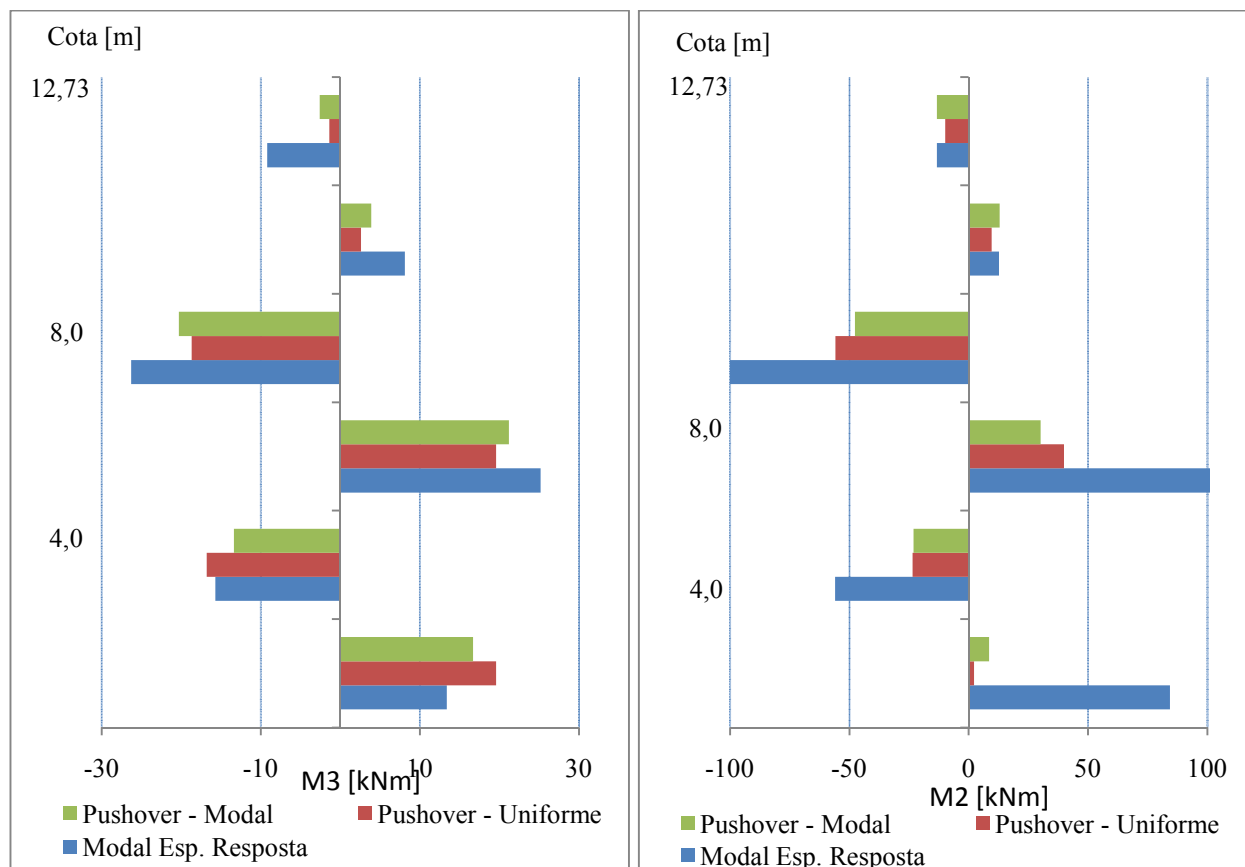


Gráfico 6.3 – Momentos M2 e M3 actuantes no pilar PF9

Se no que diz respeito aos momentos flectores segundo a menor dimensão do pilar (M3) a discrepância é baixa, segundo M2 a diferença de momentos é significativa, apresentando a análise modal por espectro de resposta valores bastante superiores aos da análise não linear.

### 6.2.3 Parede Resistente – ParF1

O Gráfico 6.4 mostra os momentos flectores na parede ParF1:

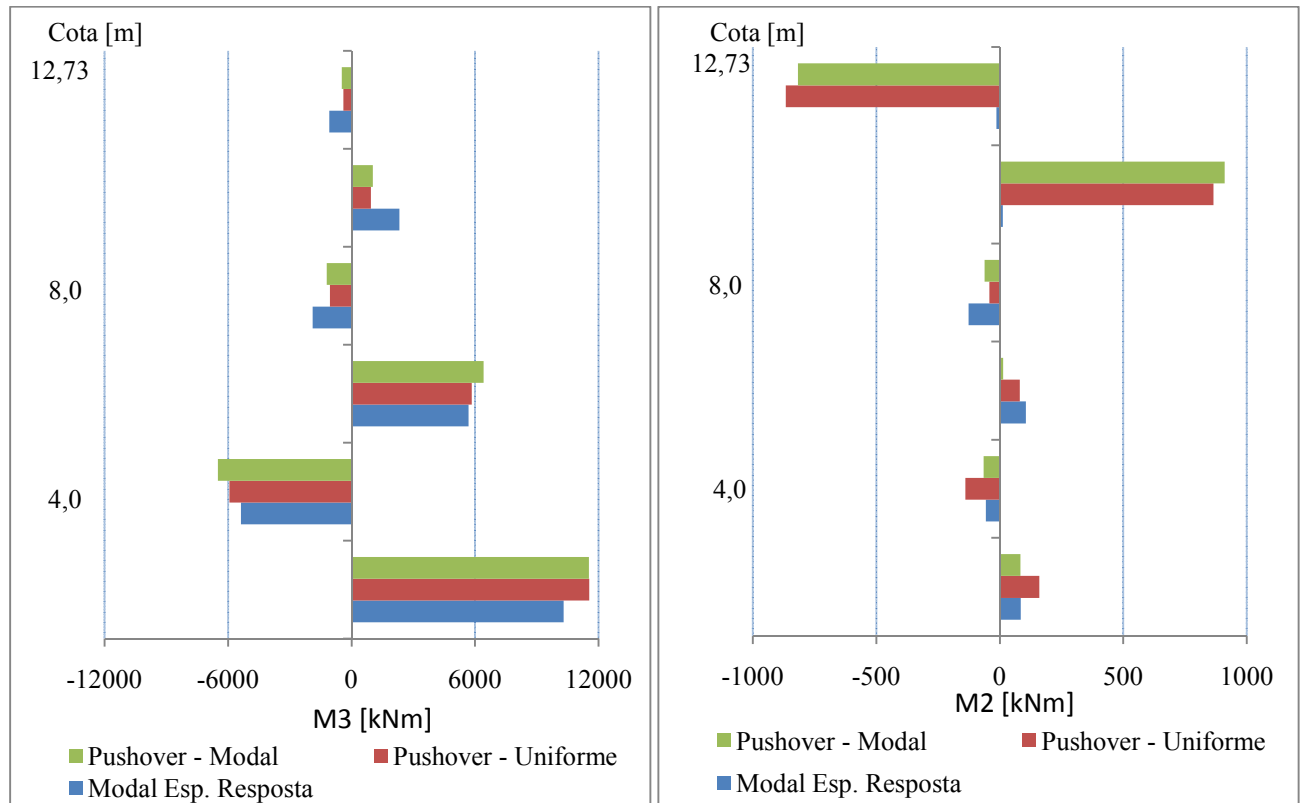


Gráfico 6.4 – Momentos flectores actuantes na parede ParF1

Nos momentos segundo M3, correspondentes à maior dimensão do pilar, a correspondência entre os valores das diferentes análises é bem visível, ao passo que, nos momentos segundo M2, a análise *pushover* revela uma grande concentração de momentos flectores na zona de transição entre coberturas que não está patente na análise modal – esta última indica momentos próximos de zero.

Mesmo tendo sido reduzida a rigidez das paredes resistentes para 60%, constata-se que estas absorvem grande parte dos momentos flectores que solicitam a estrutura.





## Capítulo 7 – Comentários Finais

Estudou-se o comportamento sísmico de um edifício de betão armado já existente, dimensionado de acordo com os regulamentos RSA/REBAP, utilizando uma análise estática não linear.

Com a análise *pushover*, determinou-se o comportamento da estrutura em regime não linear. Quer isto dizer que, por oposição à utilização de um coeficiente de comportamento único e igual para toda a estrutura, conseguiu-se saber quais as zonas do edifício que efectivamente trabalham em regime não linear. Com a análise *pushover* foi possível determinar os pontos fracos da estrutura que não seriam visíveis através de análises lineares. O coeficiente de comportamento, ao tomar a estrutura como um todo uniforme, não faz a distinção entre as zonas da estrutura que têm resposta linear e não linear e também não tem em conta os possíveis mecanismos de colapso locais e as respectivas implicações no seu comportamento face à acção sísmica.

Há que ressaltar, no entanto, que o Método N2 é menos exacto em estruturas onde a participação dos modos mais altos é elevada [Fajfar et. al, 2000]. Como forma de melhorar estes resultados, desenvolvimentos mais recentes do Método N2 têm apontado para a combinação dos resultados de uma análise *pushover* com uma análise modal, em que a primeira controla o deslocamento-objectivo e a deformada da estrutura ao longo da altura e a segunda tem em conta os efeitos da torção [Fajfar et. al, 2008].

Ao modelar-se as rótulas plásticas por dois procedimentos distintos, procurou-se aferir a sensibilidade do método a variações nas propriedades não lineares dos elementos. Os deslocamentos-objectivo obtidos no modelo em que as rótulas são definidas automaticamente pelo SAP2000 (presentes no regulamento FEMA-356), para uma das direcções ortogonais, são próximos dos obtidos no modelo onde as rótulas foram definidas manualmente, ao passo que na outra direcção as diferenças entre os deslocamentos-objectivo podem atingir os 30%.

Para além das diferentes modelações das propriedades não lineares, existem outros passos do Método N2 que podem ser implementados de forma diferente ao exposto no EC8. A título de exemplo, assinala-se: a utilização de mais distribuições de forças laterais, previstas noutros

regulamentos como o ATC-40; a consideração de idealizações bilineares para o sistema de 1GDL considerando a existência de rigidez pós-cedência pode conduzir a idealizações mais próximas dos resultados analíticos. Em [Bhatt, 2008] são estudadas diferentes idealizações.

Quanto ao dimensionamento da estrutura, a análise *pushover* revelou a existência de um elevado número de rótulas plásticas nos pilares para o deslocamento-objectivo em ambas as direcções, o que vai contra a filosofia de dimensionamento por capacidades resistentes, inscrita no EC8.

## Referências Bibliográficas

Almeida, J. F.; Costa, A. – “Edifícios em Zonas Sísmicas, EC8 – Parte 1, Edifícios de Betão”, Apontamentos da Disciplina de Betão Estrutural I, IST, Lisboa, 2009;

Bagorro, M – “Avaliação do comportamento sísmico de um edifício do *campus* da FCT/UNL”, Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, FCT/UNL, Caparica, Portugal, 2009;

Bento, R., Lopes, M. – “Modelação Fisicamente Não Linear de Estruturas de Betão Armado”, Apontamentos da Disciplina de Modelação e Análise Estrutural, IST, Lisboa, Portugal, 2000;

Bento, R. – “Análises estáticas não lineares – Eurocódigo 8”, Apontamentos da Disciplina de Dinâmica e Engenharia Sísmica, IST, Lisboa, Portugal, 2003;

Bhatt, C. – “Análise Sísmica de Edifícios de Betão Armado segundo o Eurocódigo 8 – Análises Lineares e Não Lineares”, Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, IST, Lisboa, Portugal, 2007;

Comité Européen de Normalisation (CEN) – “Eurocode 0: Basis of Structural Design”, EN1990, Bruxelas, Bélgica, 2002;

Comité Européen de Normalisation (CEN) – “Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings”, EN1992-1-1, Bruxelas, Bélgica, 2004;

Instituto Português da Qualidade (IPQ) – “Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para a resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios”, NP EN 1998-1, Caparica, Portugal, 2009;

Federal Emergency Management Agency (FEMA) – “Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings”, FEMA-356, Washington D.C., EUA, 2000;

Fardis, M.; Carvalho, E.C.; Alnashai, A.; Faccioli, E.; Pinto, P.; Plumier, A. – “Designer’s Guide to EN 1998-1 and EN1998-5”, Thomas Telford, Londres, Reino Unido, 2005;

Fajfar, P.; Fischinger, M. – “N2 – A Method for Non-Linear Seismic Analysis of regular Structures”, Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tóquio - Quioto, Japão, 1988;

Fajfar, P. – “A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Designs”, Earthquake Spectra, Vol. 16, n. ° 3 (2000), pp. 573-592;

Fajfar, P.; Marušič, D.; Peruš, I.; Kreslin, M. – “The N2 Method for asymmetric buildings”. Lisboa, Portugal, 2008. 3D pushover 2008 – Proceedings of Nonlinear static methods for design/assessment of 3D structures. Bento, R., Pinho, R. editors, pp. 85-98, IST Press. ISBN 978-972-8469-76-4;

Filipe, T. – “Avaliação e Reforço Sísmico de Edifícios de Betão Armado – Aplicação a um edifício da Rede de Telecomunicações do Algarve”, Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, IST, Lisboa, Portugal, 2007;

Guerreiro, L. – “Revisões de análise modal e análise sísmica por espectros de resposta”, Apontamentos da Disciplina de Dinâmica e Engenharia Sísmica, IST, Lisboa, Portugal, 1999;

Guerreiro, L. – “Comportamento fisicamente não linear de estruturas de betão armado”, Apontamentos da Disciplina de Dinâmica e Engenharia Sísmica, IST, Lisboa, Portugal, 2008;

Kilar, V.; Fajfar, P. – “Simple push-over analysis of asymmetric buildings”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26, 1997, pp. 233-249;

Lopes, M - “Sismos e Edifícios”, Orion, Lisboa, Portugal, 2009, ISBN 978-972-8620-11-0;

Lopes, M. T. R. - “Análise estática não linear de estruturas de edifícios de acordo com o EC8 - Aplicação a um caso de estudo”, Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, IST, Lisboa, Portugal, 2008;

Park, R.; Paulay, T. – “Reinforced Concrete Structures”, John Wiley & Sons, Nova Iorque, E.U.A., 1975, ISBN 0-471-65917-7;

Peixoto, A. – “Avaliação sísmica de um edifício de betão armado de acordo com o Eurocódigo 8 – Recurso a análises estáticas não lineares”, Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, IST, Lisboa, Portugal, 2007;

Priestley, M. J. N., Calvi, G.M., Kowalsky, M. J. – “Displacement-based seismic design of structures”, IUSS Press, Pavia, Itália, 2007, ISBN 978-88-6198-000-6.



## **ANEXOS**



## Anexo A – Espectro de Resposta Elástica

Tabela A.1 – Tipos de Terreno do EC8 (EC8, 2009)

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (palcadas/30 cm)	$c_u$ (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de $v_s$ do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
$S_1$	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ( $PI > 40$ ) e um elevado teor em água	< 100 (indicativo)	–	10 - 20
$S_2$	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou $S_1$			

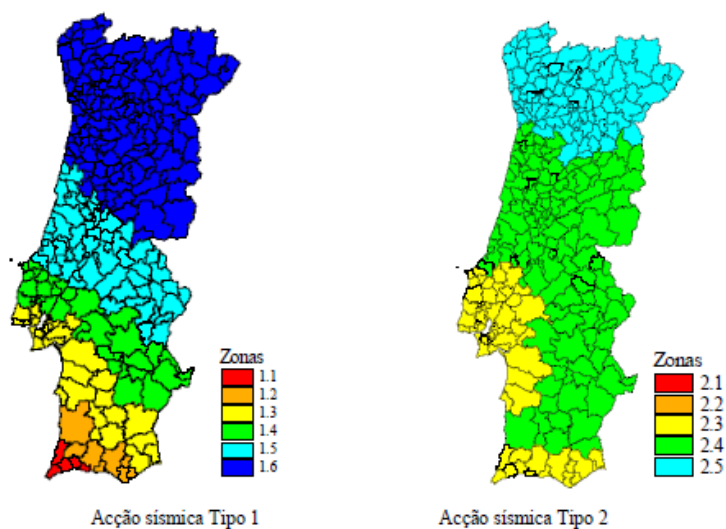


Figura A.1 – Zonamento sísmico em Portugal Continental (EC8, 2009)

Tabela A.2 – Aceleração máxima de referência  $a_{gr}$  ( $m/s^2$ ) nas várias zonas sísmicas (EC8, 2009)

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	$a_{gr}$ ( $m/s^2$ )	Zona Sísmica	$a_{gr}$ ( $m/s^2$ )
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	–	–

Tabela A.3 – Classe de importância para os edifícios (EC8, 2009)

Classe de Importância	Edifícios	Acção Sísmica Tipo I	Acção Sísmica Tipo II	
			Continente	Açores
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.	0,65	0,75	0,85
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias	1,00	1,00	1,00
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.	1,45	1,25	1,15
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a protecção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais eléctricas, etc.	1,95	1,50	1,35

Tabela A.4 – Valor básico do coeficiente de comportamento,  $q_0$ , para sistemas regulares em altura (EC8,2009)

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3,0\alpha_w/\alpha_1$	$4,5\alpha_w/\alpha_1$
Sistema de paredes não acopladas	3,0	$4,0\alpha_w/\alpha_1$
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2,0

Tabela A.5 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástica para a Acção sísmica Tipo 1 (EC8, 2009)

Tipo de Terreno	$S_{\max}$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

Tabela A.6 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástica para a Acção sísmica Tipo 2 (EC8, 2009)

Tipo de Terreno	$S_{\max}$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

## Anexo B – Modos de Vibração do Edifício e Factores de Participação de Massa

Factores de Participação de Massa								
	Período [s]	Freq. [Hz]	$u_x$	$u_y$	$\Sigma u_x$	$\Sigma u_y$	$R_z$	$\Sigma R_z$
1	0,081	2,62	0,0451	0,1757	0,04513	0,17572	0,4722	0,4722
2	0,078	2,91	0,0771	0,2488	0,12224	0,42453	0,00091	0,47312
3	0,075	4,05	0,0003	0,0089	0,12257	0,43346	0,00135	0,47447
4	0,075	5,11	0,5901	0,0180	0,71268	0,45143	0,03344	0,50791
5	0,072	6,14	0,0235	0,3056	0,73619	0,75698	0,08941	0,59732
6	0,070	6,27	0,0000	0,0184	0,73619	0,77541	0,02141	0,61873
7	0,070	6,40	0,0132	0,0133	0,74941	0,78867	0,08174	0,70047
8	0,069	7,12	0,0000	0,0037	0,74941	0,79234	0,00017	0,70064
9	0,068	8,10	0,0000	0,0003	0,74941	0,79268	9,859E-09	0,70064
10	0,068	8,91	0,0002	0,0034	0,74965	0,79605	0,00008741	0,70072
11	0,066	9,58	0,0001	0,0001	0,74972	0,79613	0,00004872	0,70077
12	0,065	9,66	0,0012	0,0054	0,75094	0,80152	0,00036	0,70113
13	0,063	9,82	0,0002	0,0012	0,75118	0,80274	0,00006734	0,7012
14	0,062	10,30	0,0000	0,0001	0,75119	0,80287	0,00008511	0,70128
15	0,061	10,65	0,0002	0,0084	0,75135	0,81123	0,000005827	0,70129
16	0,060	11,29	0,0003	0,0000	0,75162	0,81123	0,00019	0,70147
17	0,060	11,36	0,0000	0,0003	0,75165	0,81151	0,00021	0,70168
18	0,059	11,55	0,0000	0,0000	0,75165	0,81151	0,00005509	0,70174
19	0,058	11,65	0,0001	0,0000	0,75172	0,81152	6,198E-07	0,70174
20	0,057	12,06	0,0000	0,0000	0,75173	0,81156	0,000006031	0,70174
21	0,057	12,37	0,0004	0,0000	0,75214	0,81157	0,00001091	0,70176
22	0,056	12,38	0,0001	0,0000	0,75223	0,8116	0,000006581	0,70176
23	0,056	12,75	0,0012	0,0000	0,75344	0,81164	0,00033	0,70209
24	0,054	13,27	0,0001	0,0000	0,75354	0,81166	0,00002359	0,70211
25	0,081	13,33	0,0003	0,0000	0,75381	0,81166	0,0000334	0,70214
26	0,078	13,81	0,0771	0,0001	0,83095	0,81174	0,00388	0,70602
27	0,075	14,20	0,0000	0,0000	0,83096	0,81174	2,679E-07	0,70602
28	0,075	14,24	0,0004	0,0001	0,83139	0,8118	0,00029	0,70631
29	0,072	14,46	0,0000	0,0000	0,8314	0,81182	0,00003187	0,70634
30	0,070	14,71	0,0002	0,0000	0,83159	0,81183	0,00002623	0,70637
31	0,070	14,79	0,0000	0,0007	0,83159	0,81256	0,00006101	0,70643
32	0,069	15,23	0,0109	0,0001	0,84248	0,81265	0,00181	0,70824
33	0,068	15,33	0,0319	0,0001	0,87437	0,81272	0,0035	0,71174
34	0,068	15,85	0,0003	0,0001	0,87463	0,8128	0,0000512	0,71179
35	0,066	16,03	0,0005	0,0002	0,87508	0,81298	0,00014	0,71193
36	0,065	16,46	0,0011	0,0021	0,87614	0,81506	0,00248	0,7144
37	0,063	16,58	0,0030	0,0198	0,87913	0,83485	0,02639	0,7408
38	0,062	16,62	0,0012	0,0158	0,88033	0,85067	0,02233	0,76313
39	0,061	16,87	0,0004	0,0023	0,88069	0,85301	0,00319	0,76631
40	0,060	17,27	0,0035	0,0030	0,88417	0,85601	0,00881	0,77512
41	0,060	17,40	0,0000	0,0002	0,88418	0,85621	0,00000129	0,77512
42	0,059	17,63	0,0250	0,0327	0,90919	0,88892	0,08673	0,86185
43	0,058	17,83	0,0003	0,0002	0,90948	0,88916	0,00022	0,86207
44	0,057	18,00	0,0001	0,0002	0,90959	0,88937	0,00021	0,86228
45	0,057	18,49	0,0001	0,0000	0,90972	0,88938	0,0000812	0,86237

## Anexo C – Curvas de Capacidade Resistente Idealizadas do Modelo com Rótulas Manuais

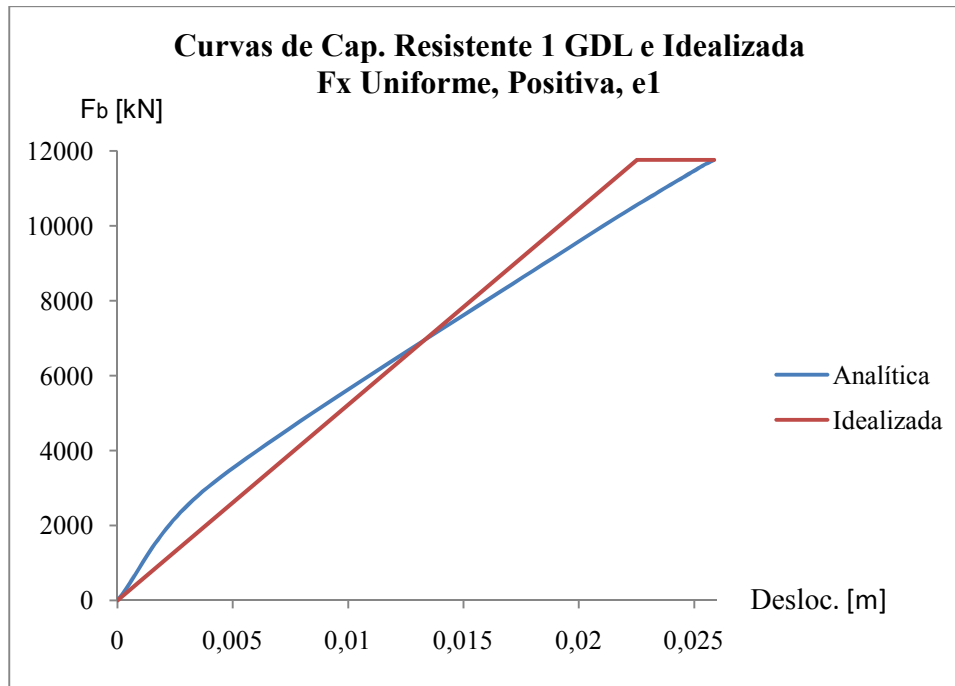


Gráfico C.1 – Curva de capacidade resistente do sistema equivalente de 1 GDL e da curva idealizada ( $F_x$ , uniforme,  $e_1$ , sentido positivo)

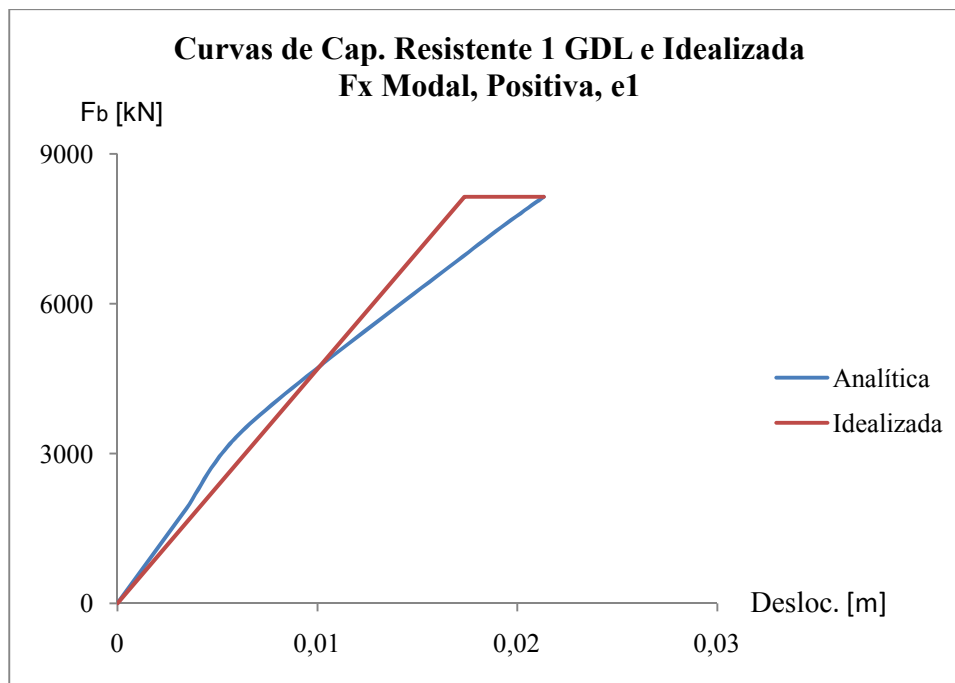


Gráfico C.2 – Curva de capacidade resistente do sistema equivalente de 1 GDL e da curva idealizada ( $F_x$ , modal,  $e_1$ , sentido positivo)

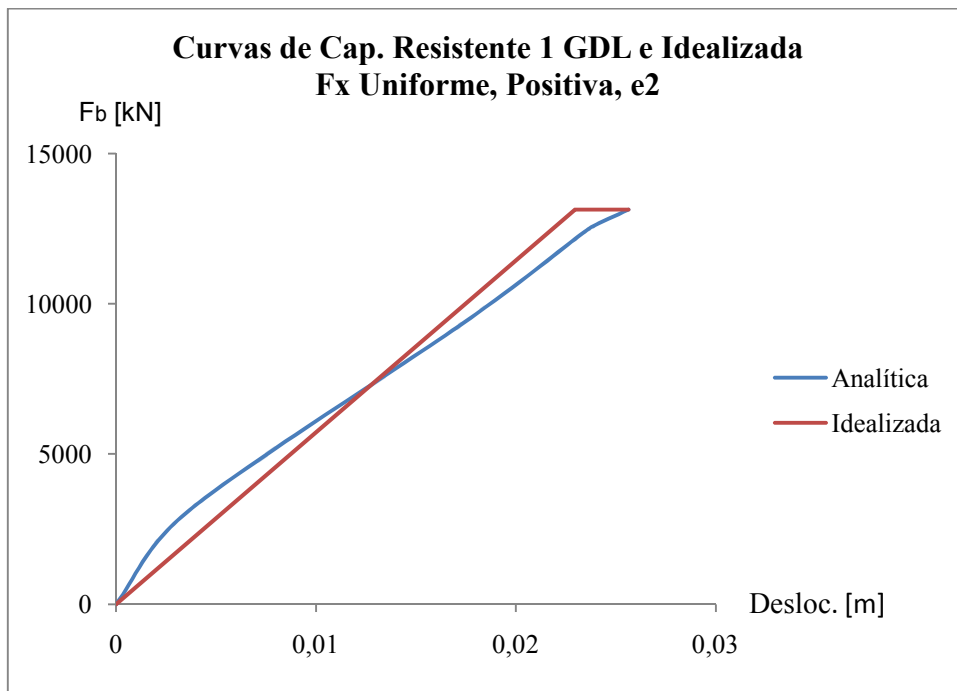


Gráfico C.3 – Curva de capacidade resistente do sistema equivalente de 1 GDL e da curva idealizada ( $F_x$ , uniforme,  $e_2$ , sentido positivo)

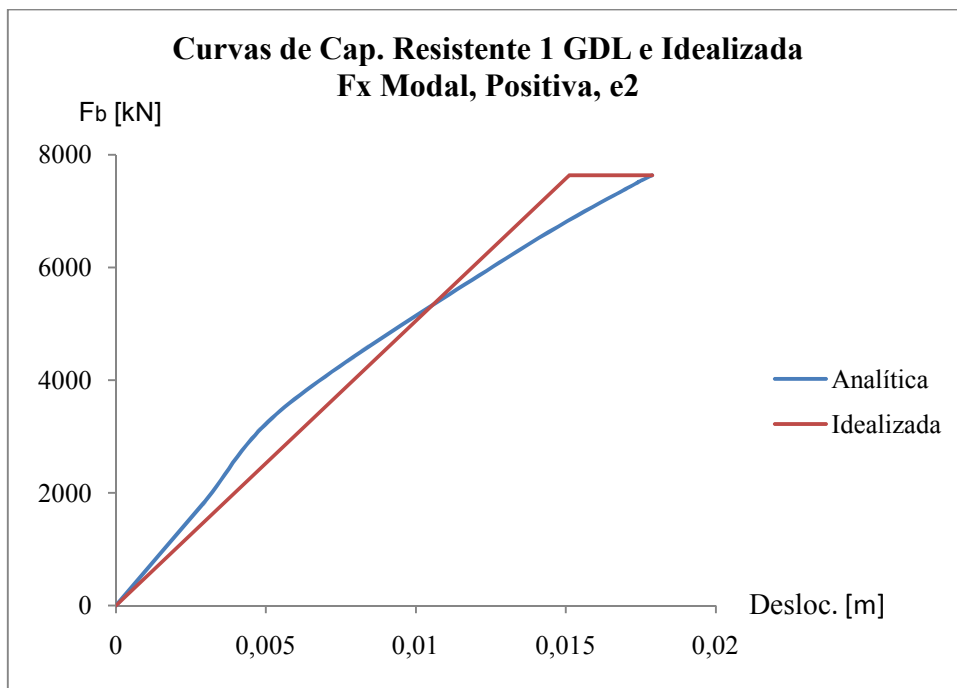


Gráfico C.4 – Curva de capacidade resistente do sistema equivalente de 1 GDL e da curva idealizada ( $F_x$ , modal,  $e_2$ , sentido positivo)

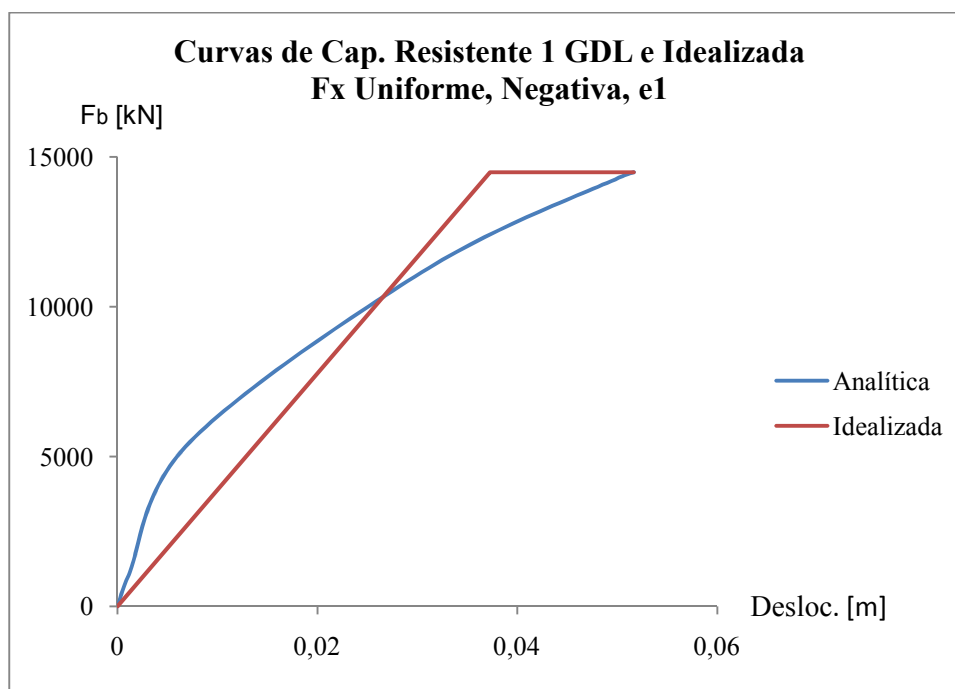


Gráfico C.5 – Curva de capacidade resistente do sistema equivalente de 1GDL e da curva idealizada ( $F_x$ , uniforme,  $e_1$ , sentido negativo)

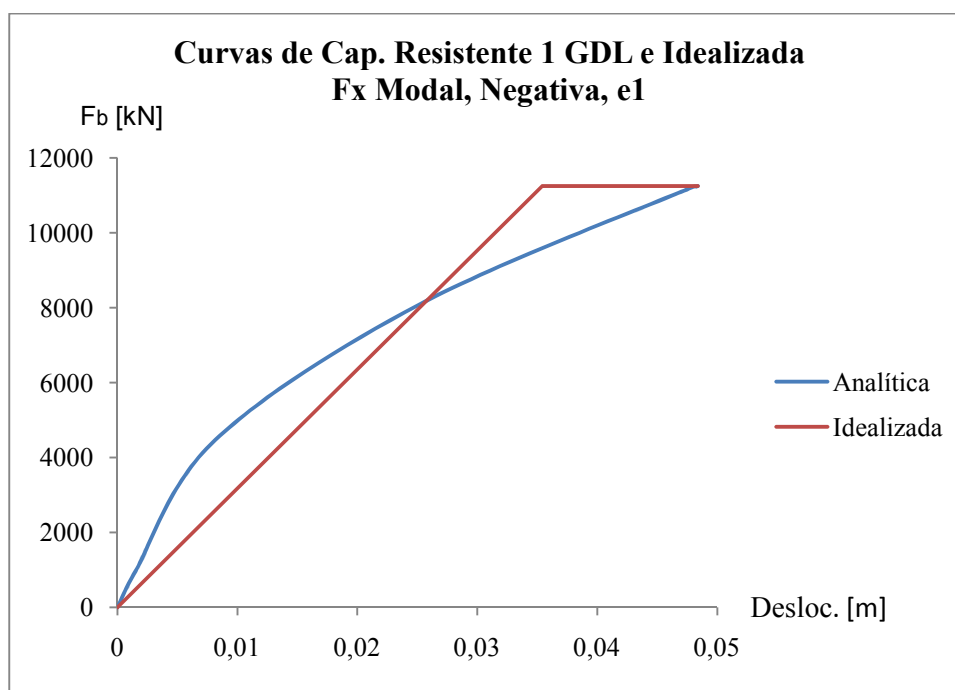


Gráfico C.6 – Curva de capacidade resistente do sistema equivalente de 1GDL e da curva idealizada ( $F_x$ , modal,  $e_1$ , sentido negativo)

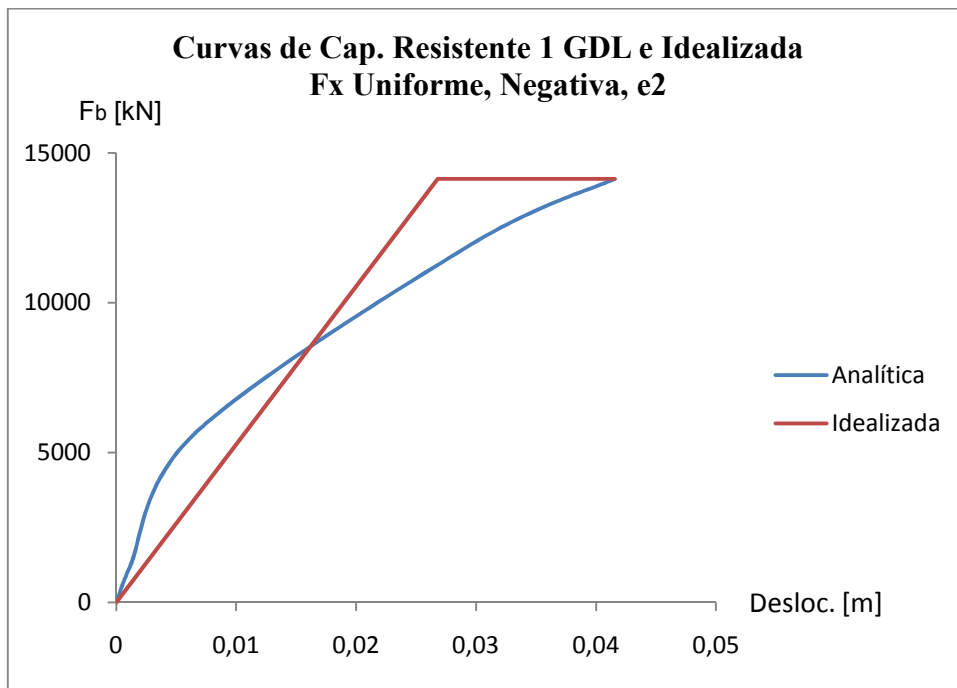


Gráfico C.7 – Curva de capacidade resistente do sistema equivalente de 1 GDL e da curva idealizada ( $F_x$ , uniforme,  $e_2$ , sentido negativo)

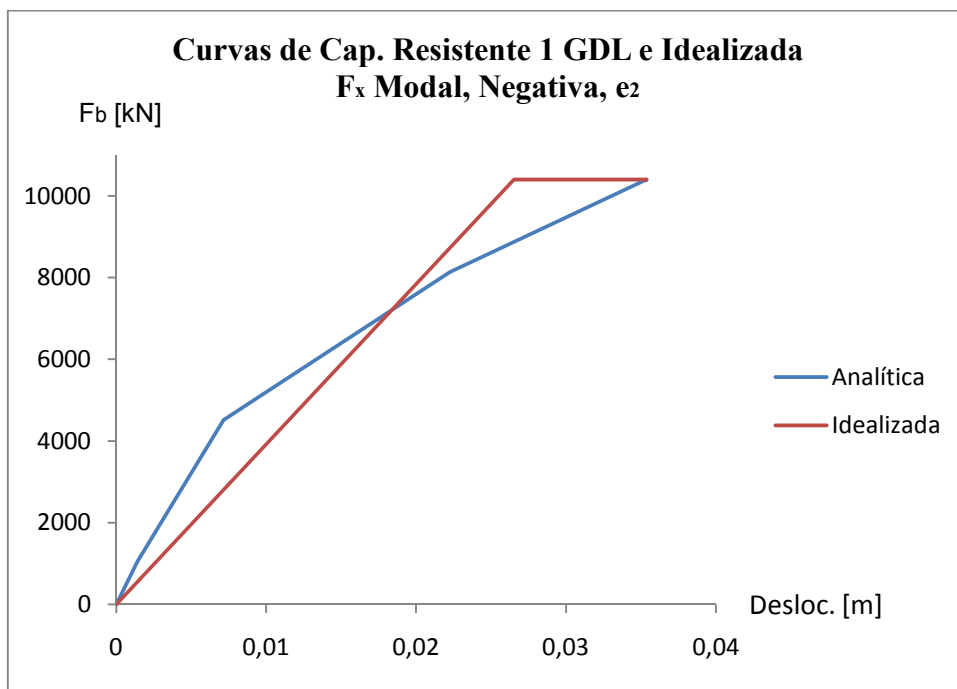


Gráfico C.8 – Curva de capacidade resistente do sistema equivalente de 1 GDL e da curva idealizada ( $F_x$ , modal,  $e_2$ , sentido negativo)



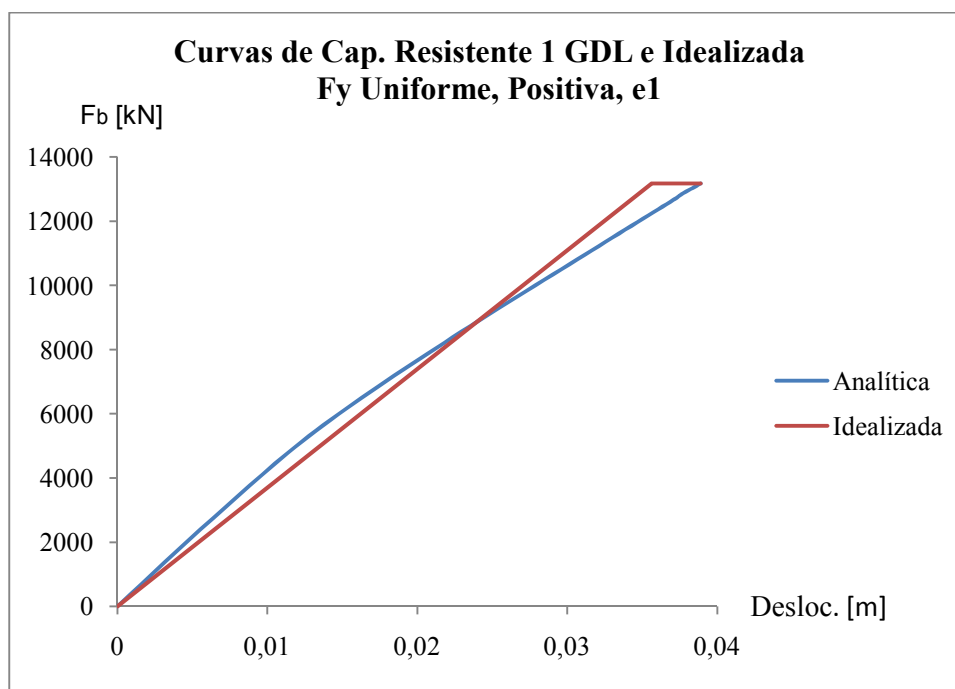


Gráfico C.9 – Curva de capacidade resistente do sistema equivalente de 1 GDL e da curva idealizada ( $F_y$ , uniforme,  $e_1$ , sentido positivo)

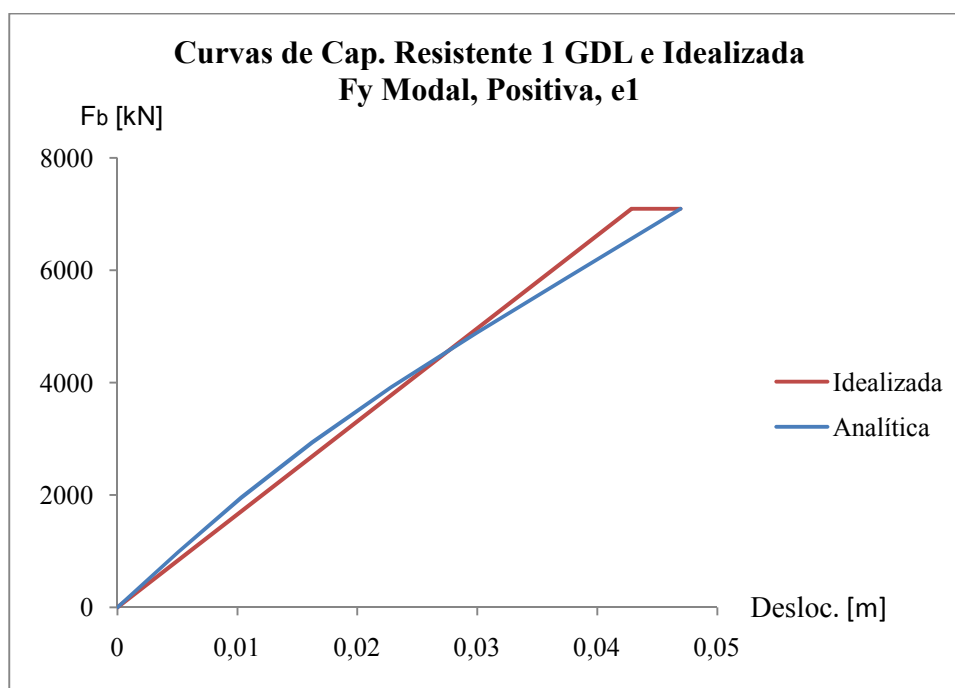


Gráfico C.10 – Curva de capacidade resistente do sistema equivalente de 1 GDL e da curva idealizada ( $F_y$ , modal,  $e_1$ , sentido positivo)

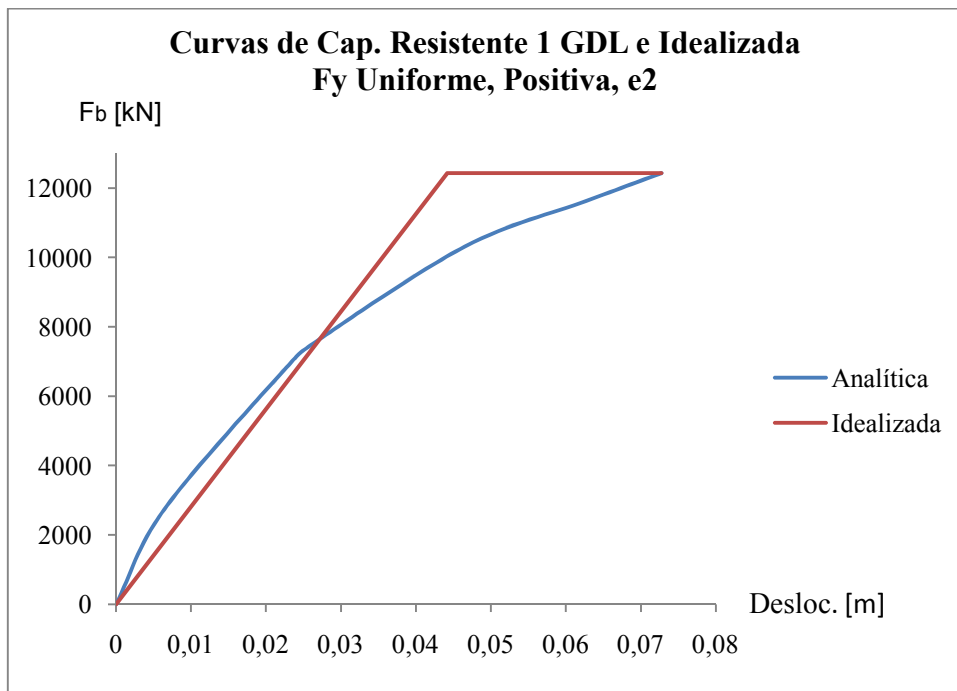


Gráfico C.11 – Curva de capacidade resistente do sistema equivalente de 1 GDL e da curva idealizada ( $F_y$ , uniforme,  $e_2$ , sentido positivo)

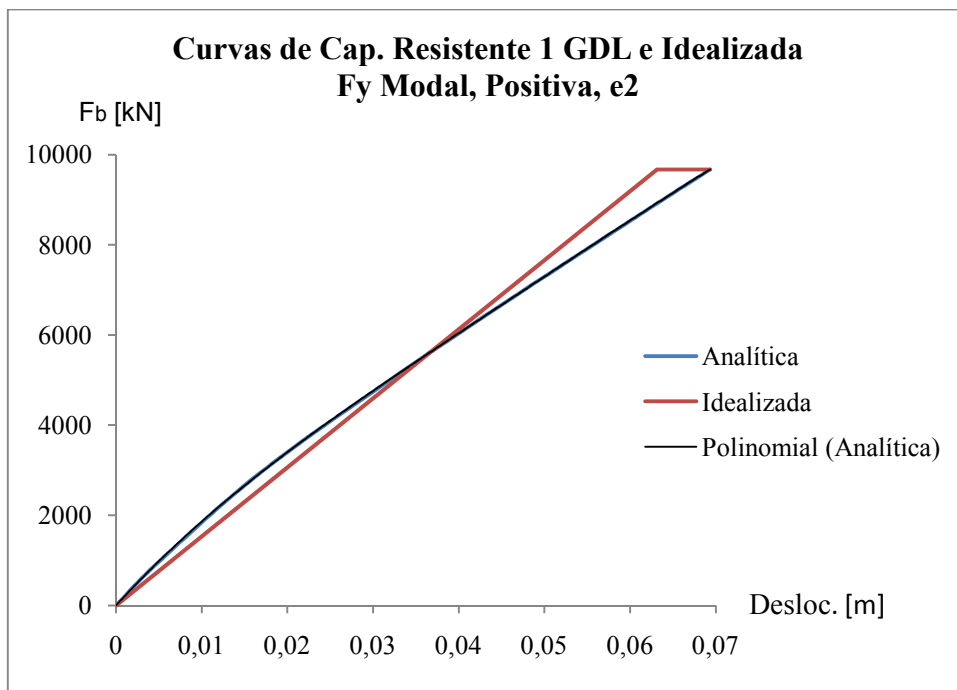


Gráfico C.12 – Curva de capacidade resistente do sistema equivalente de 1 GDL e da curva idealizada ( $F_y$ , modal,  $e_2$ , sentido positivo)

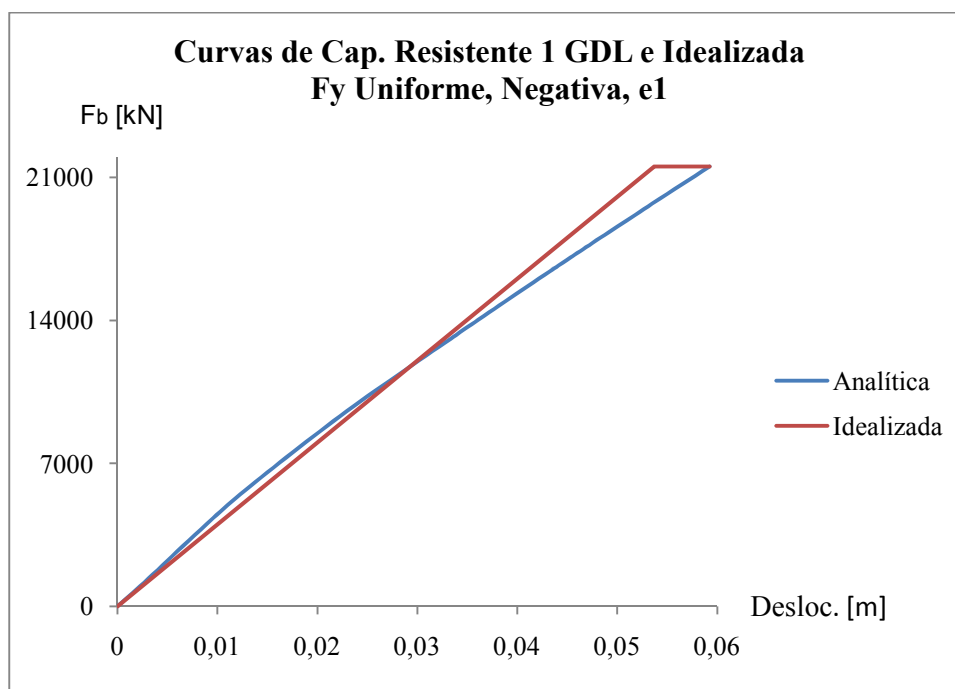


Gráfico C.13 – Curva de capacidade resistente do sistema equivalente de 1 GDL e da curva idealizada ( $F_y$ , uniforme,  $e_1$ , sentido negativo)

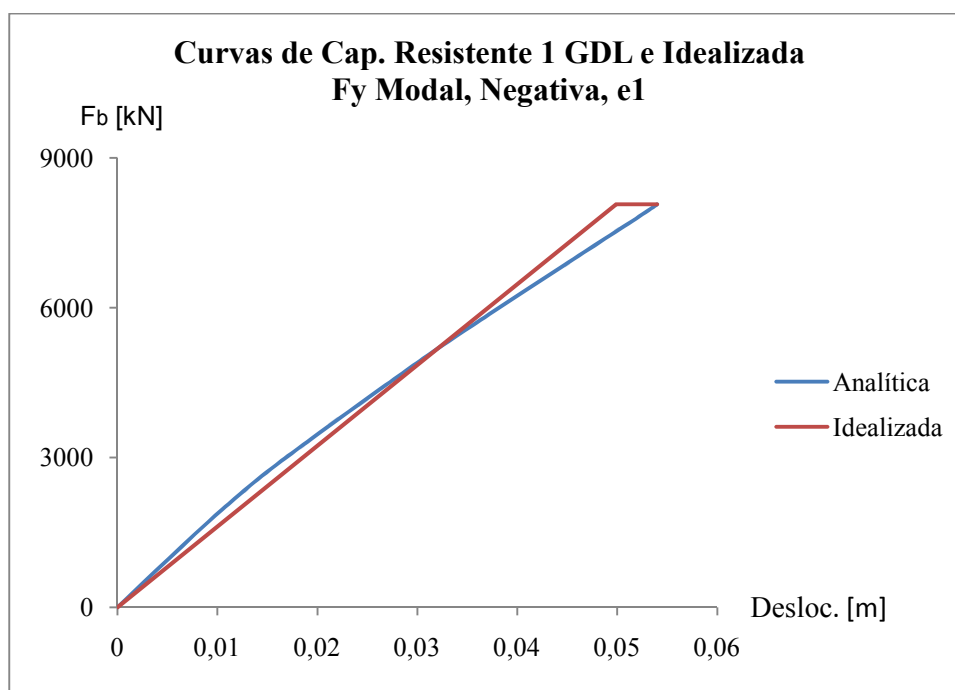


Gráfico C.14 – Curva de capacidade resistente do sistema equivalente de 1 GDL e da curva idealizada ( $F_y$ , modal,  $e_1$ , sentido negativo)

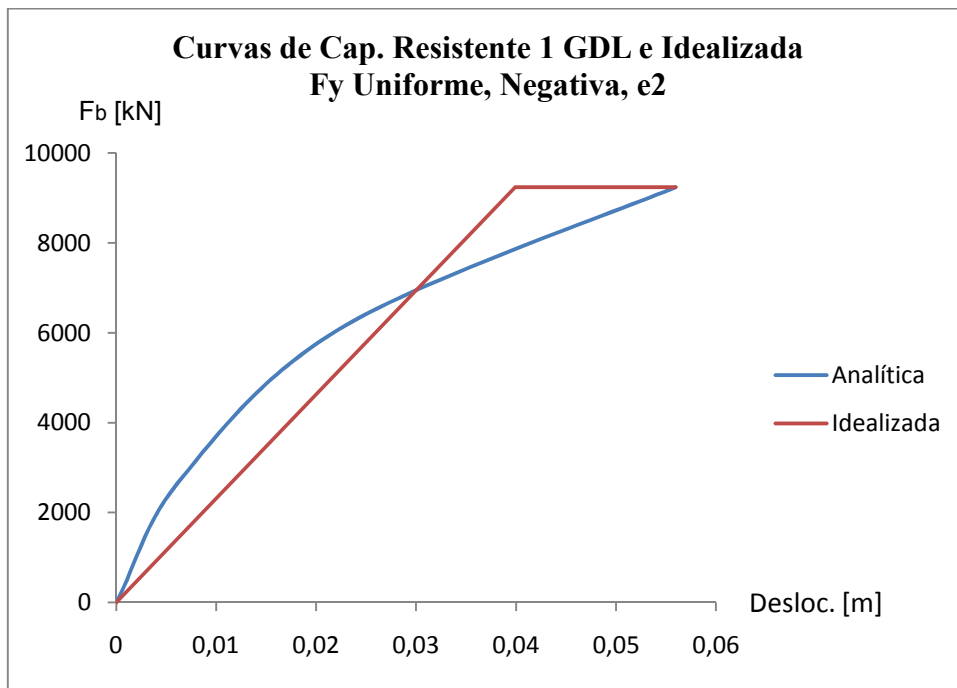


Gráfico C.15 – Curva de capacidade resistente do sistema equivalente de 1GDL e da curva idealizada (F<sub>y</sub>, uniforme, e<sub>2</sub>, sentido negativo)

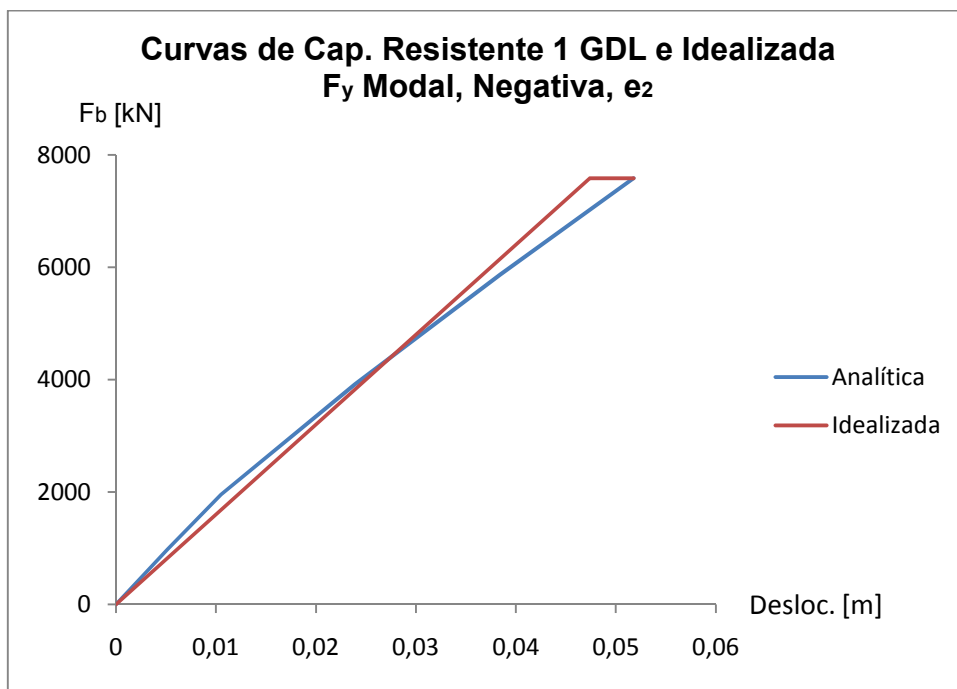
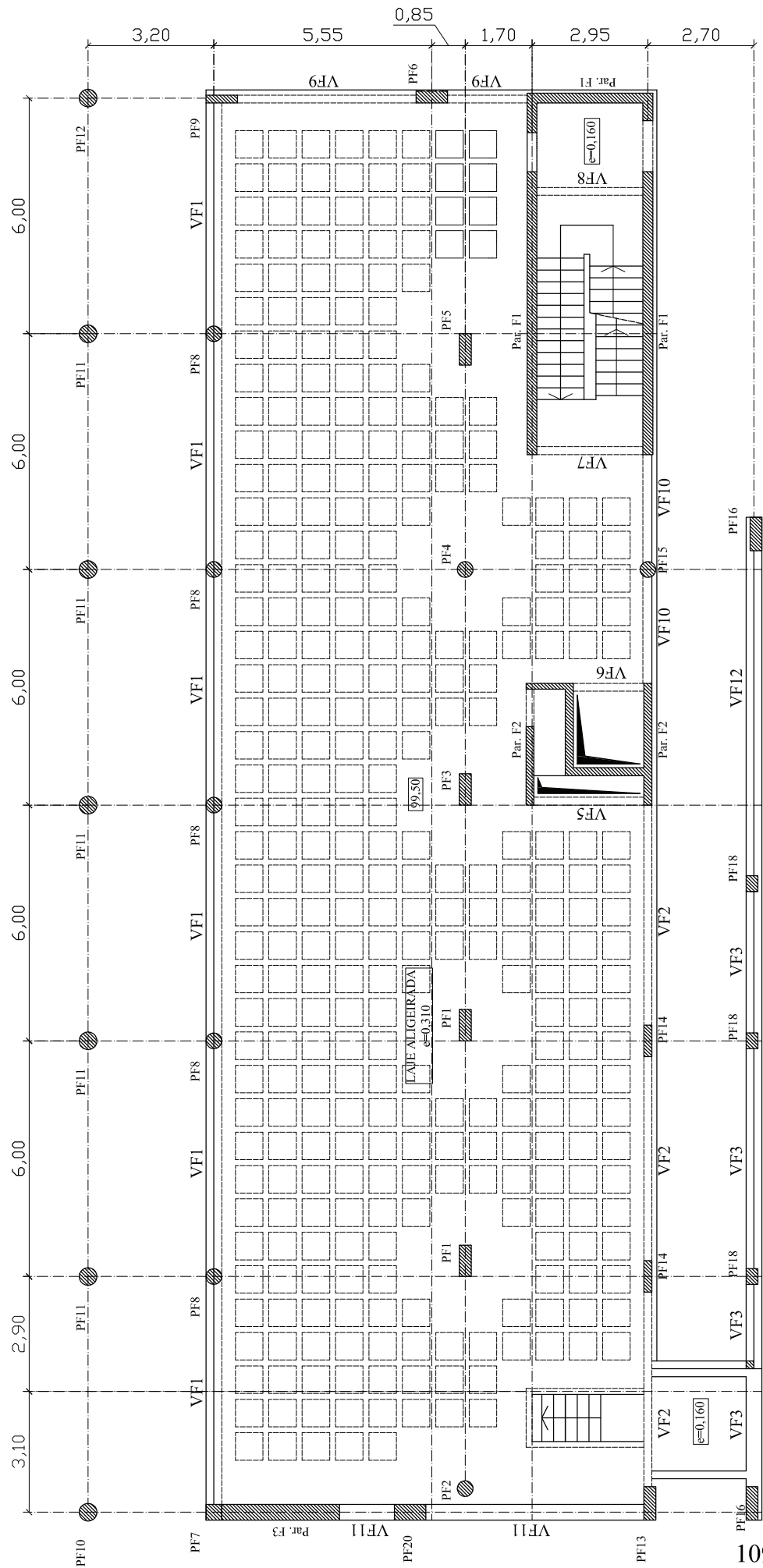


Gráfico C.16 – Curva de capacidade resistente do sistema equivalente de 1GDL e da curva idealizada (F<sub>y</sub>, modal, e<sub>2</sub>, sentido negativo)



# PISO 2

ESC 1/150





## ESC 1/150

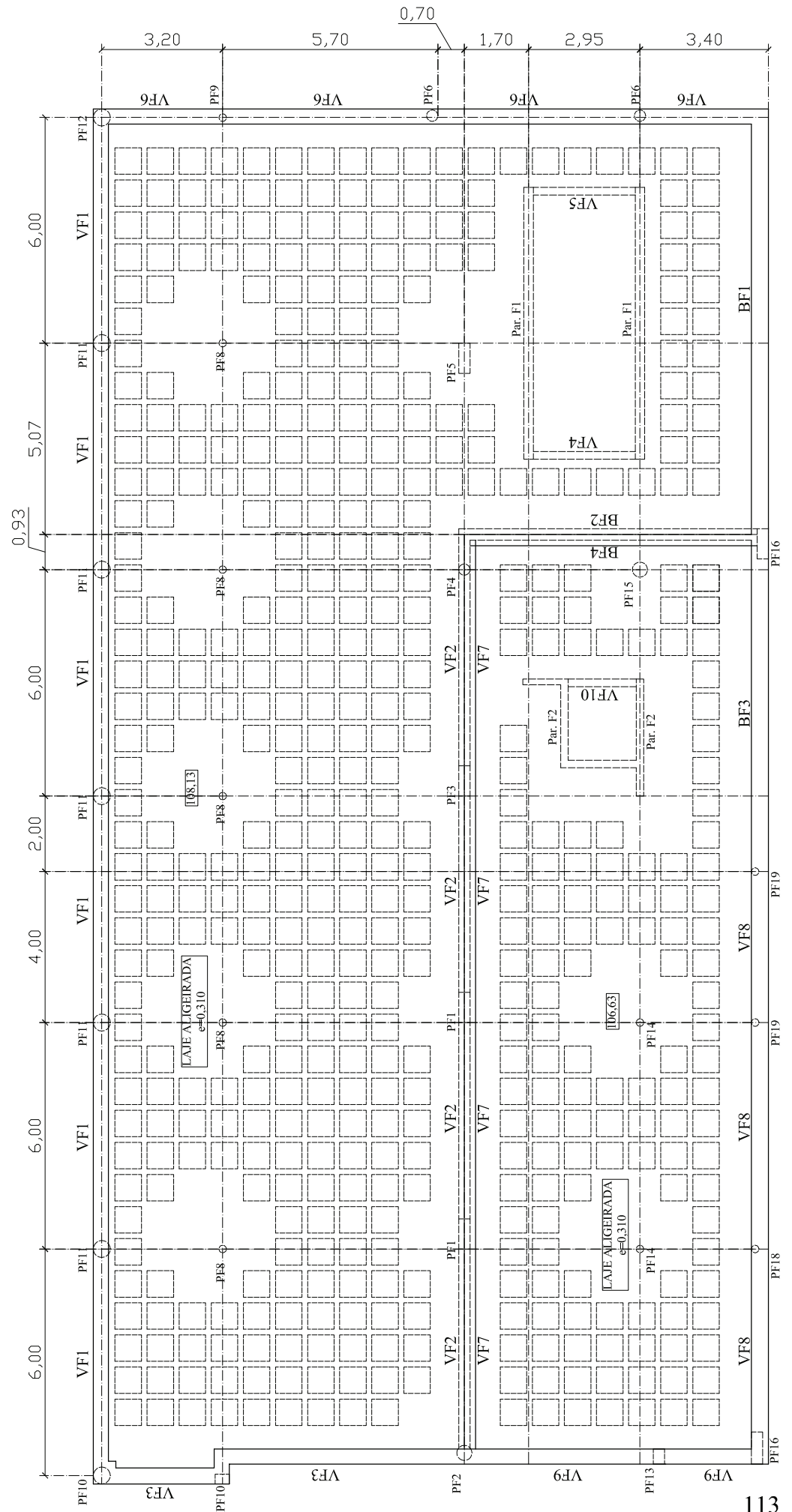






# COBERTURA

ESC 1/150

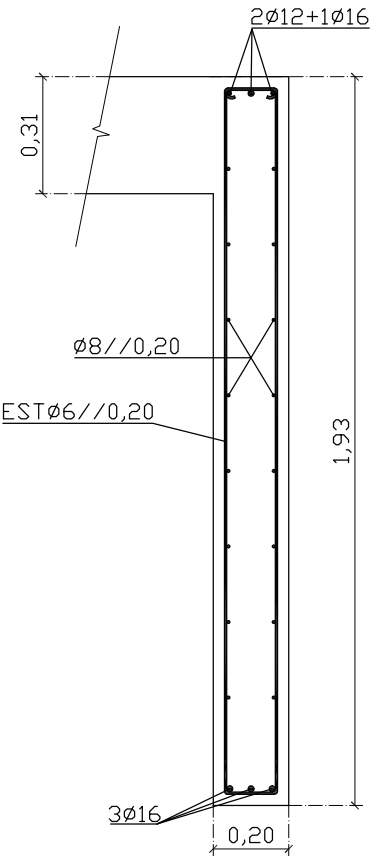




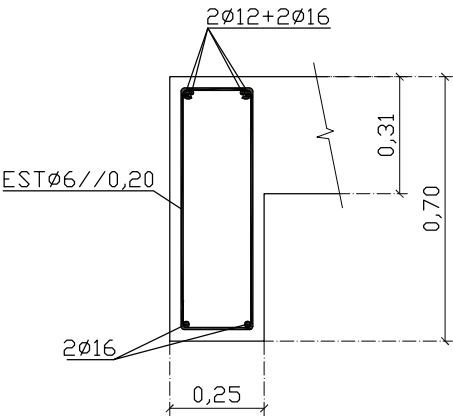
# Vigas - Piso 2

ESC 1/20

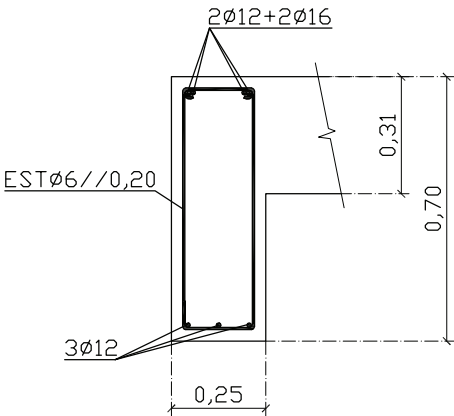
**VF1**



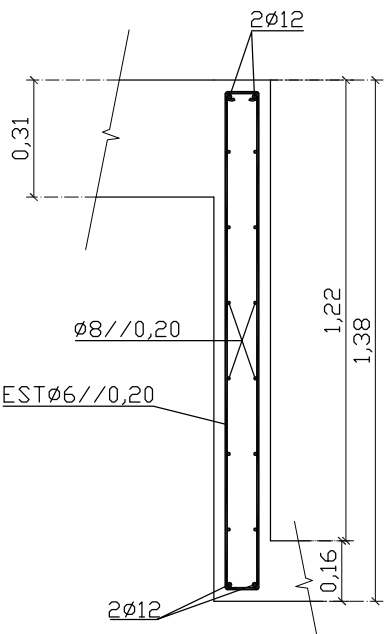
**VF2**



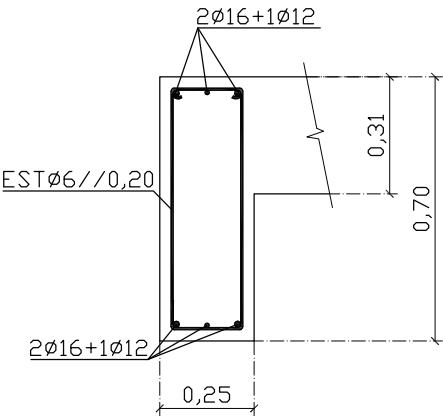
**VF3**



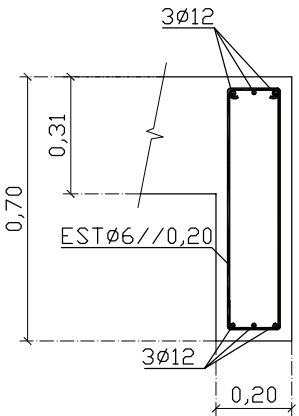
**VF4**



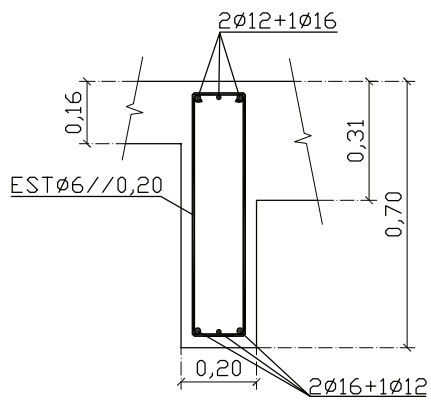
**VF5**



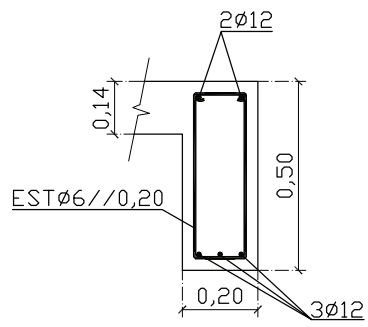
**VF6**



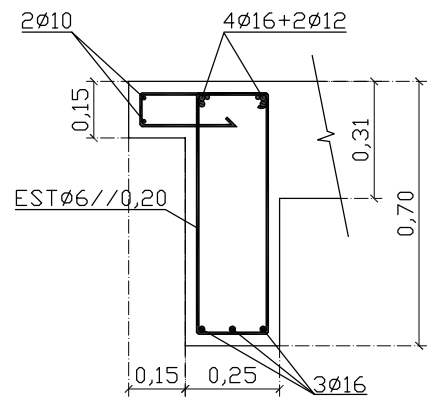
**VF7**



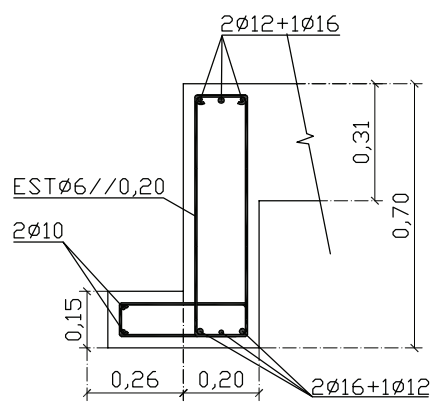
**VF8**



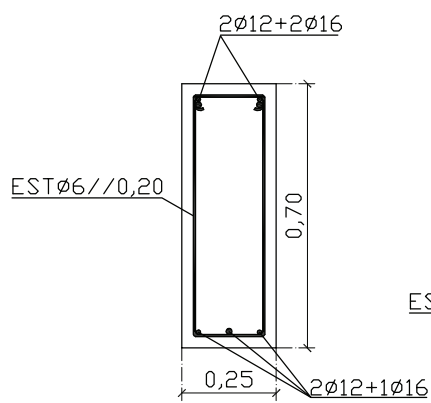
**VF9**



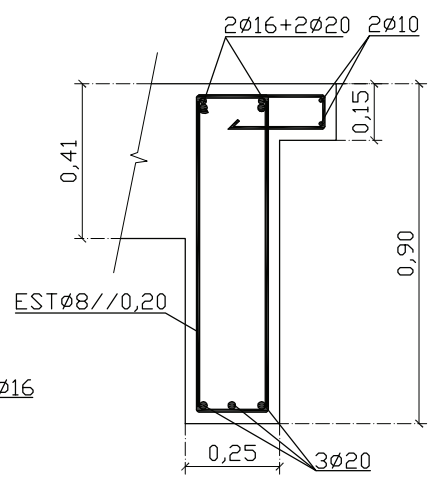
**VF10**



**VF11**



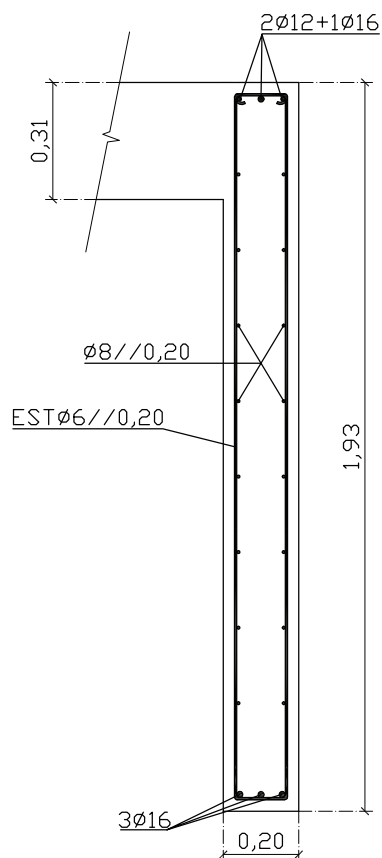
**VF12**



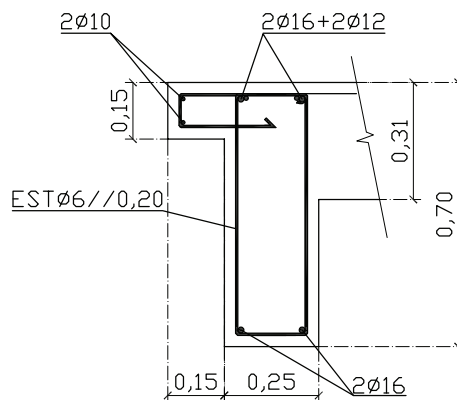
# Vigas - Piso 3

ESC 1/20

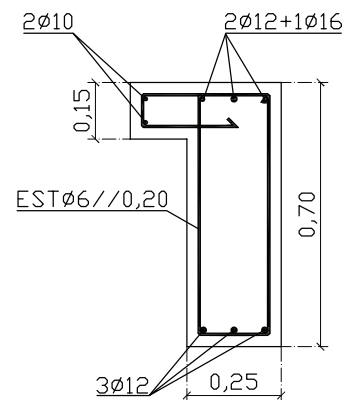
**VF1**



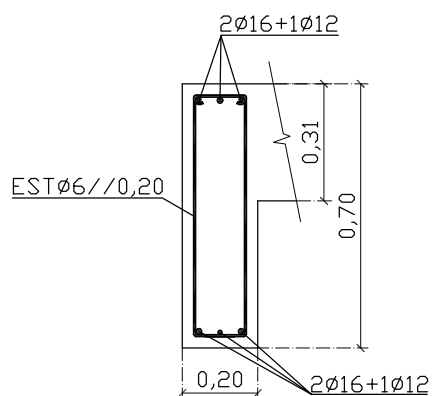
**VF2**



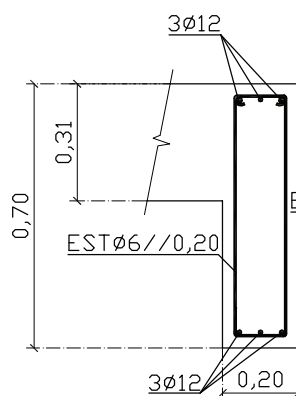
**VF3**



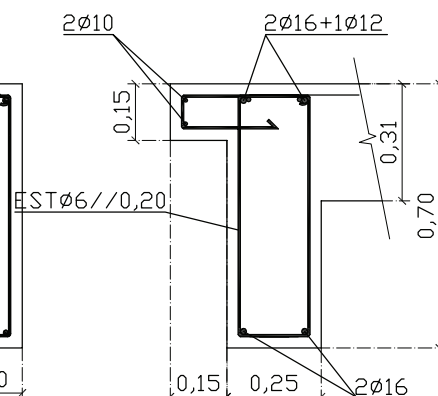
**VF4**



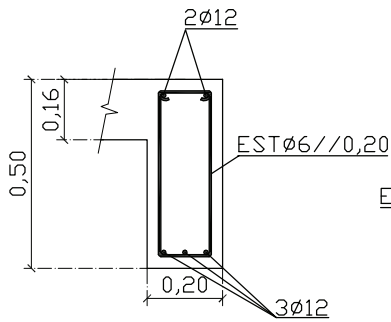
**VF5**



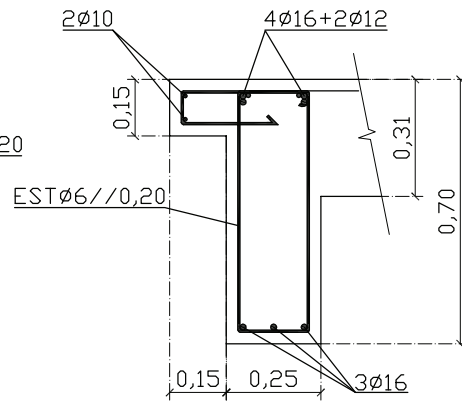
**VF6**



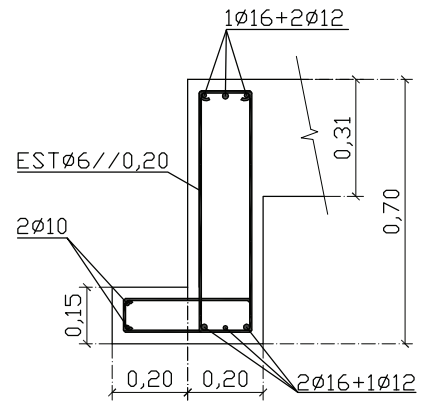
**VF7**



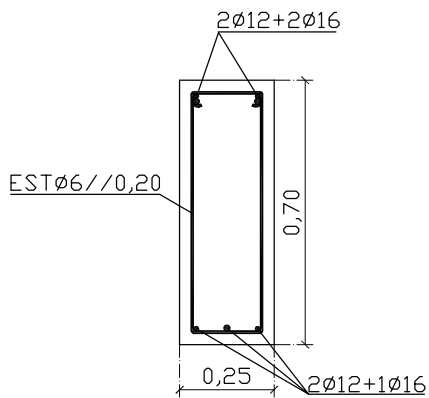
**VF8**



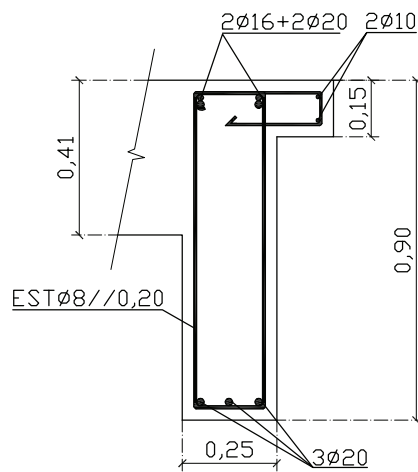
**VF9**



**VF10**



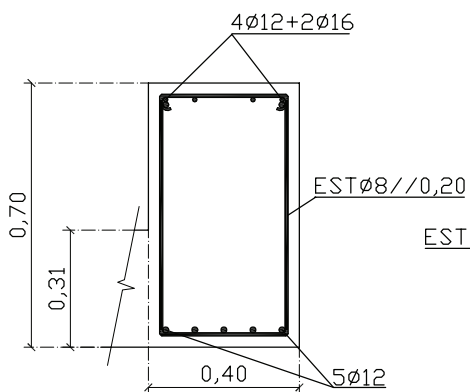
**VF11**



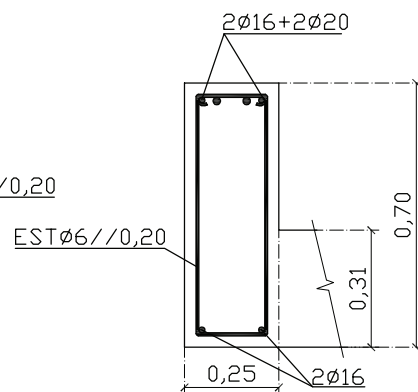
# Vigas - Cobertura

ESC 1/20

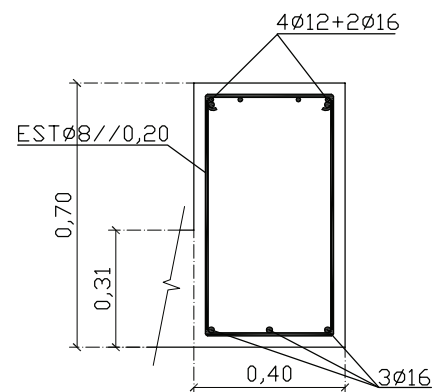
**VF1**



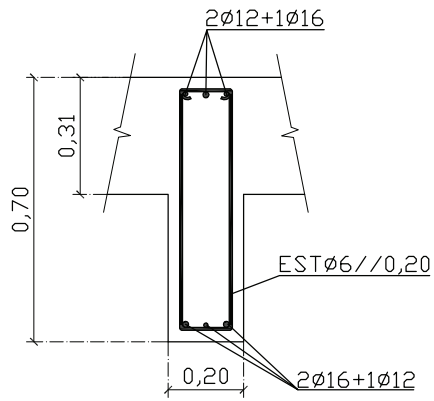
**VF2**



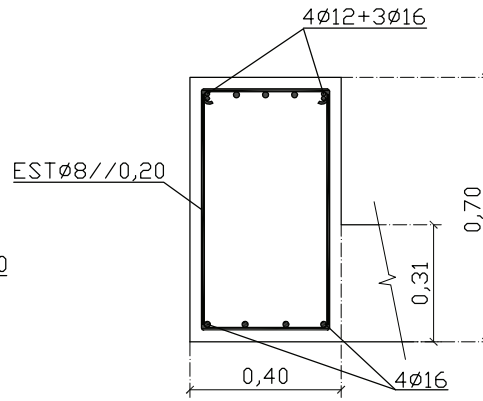
**VF3 e VF9**



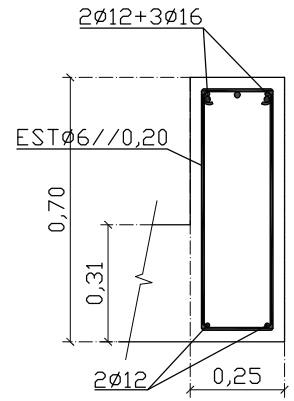
**VF4, VF5 e VF10**



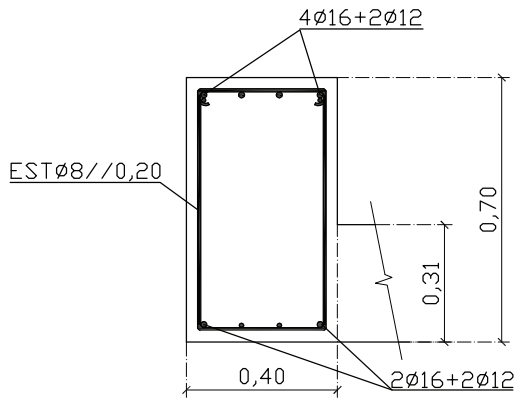
**VF6**



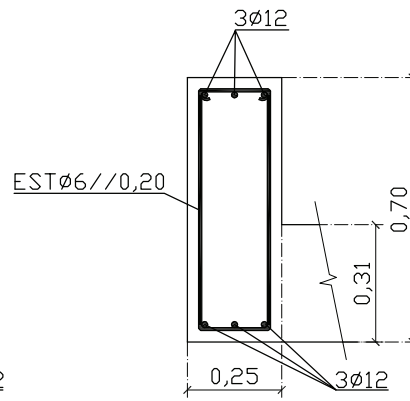
**VF7**



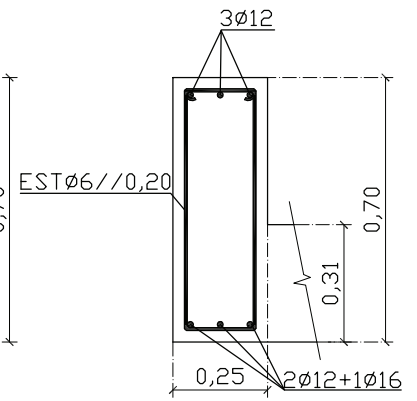
**VF8**



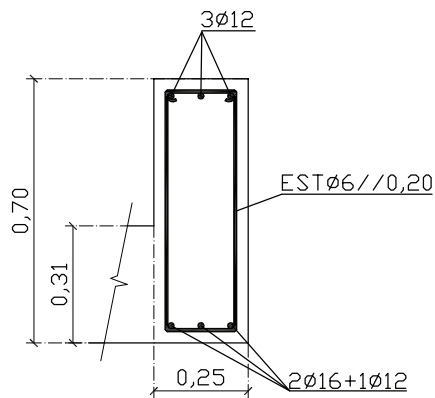
**BF1 e BF3**



**BF2**



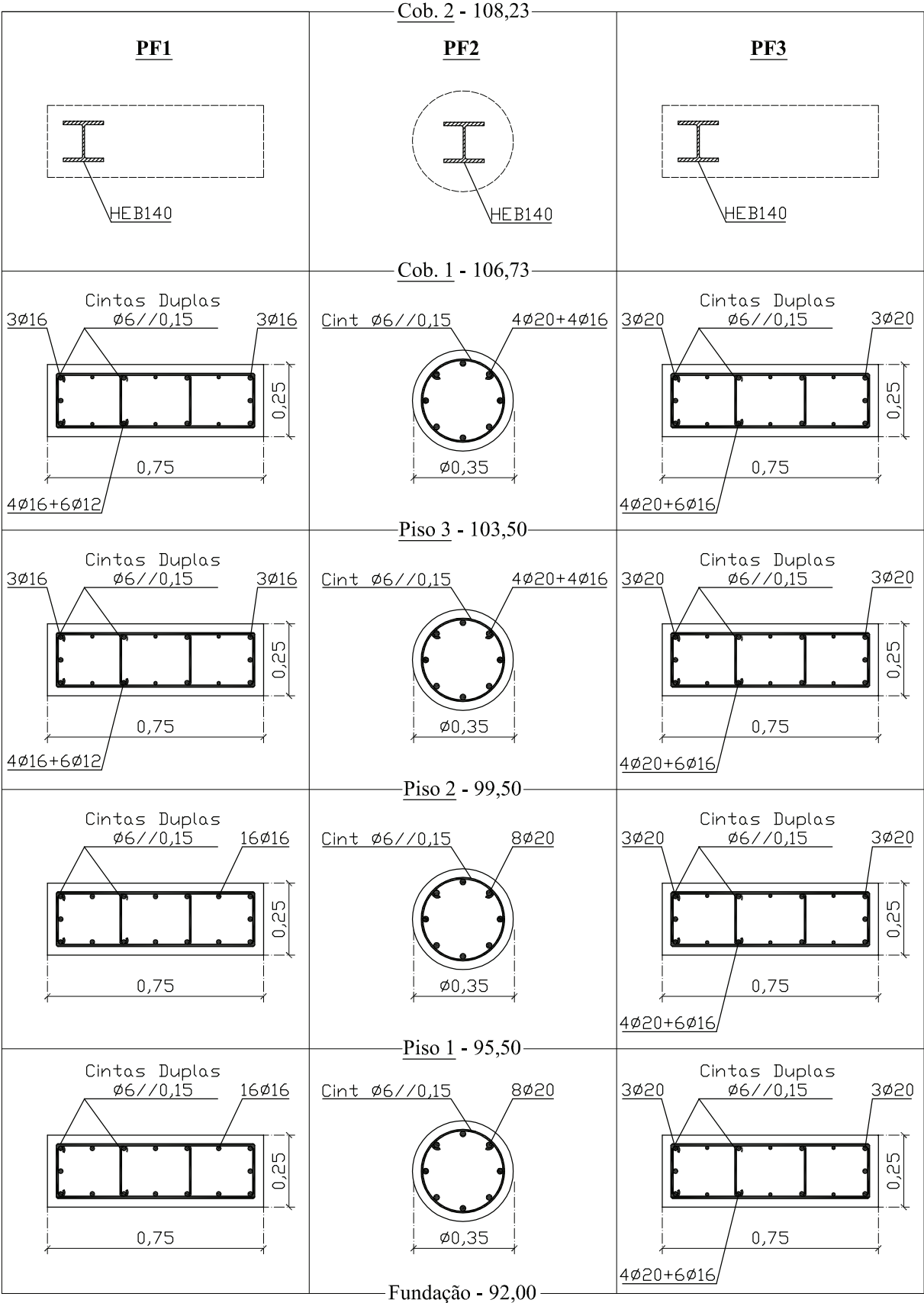
**BF4**

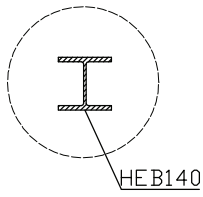
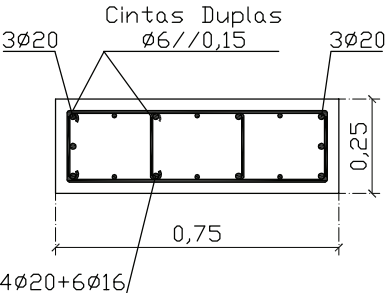
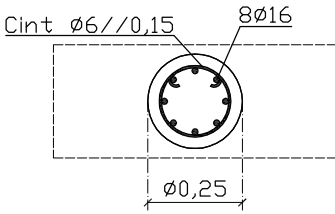
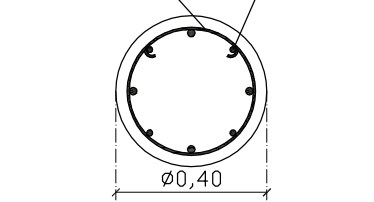
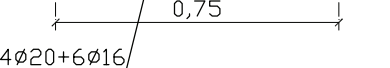
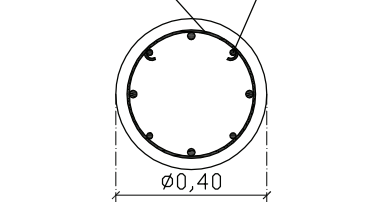
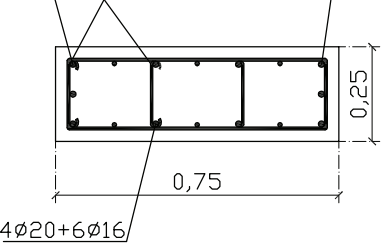
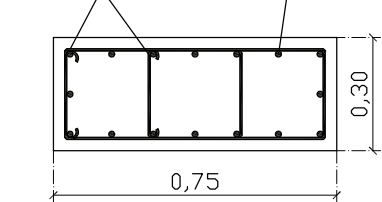
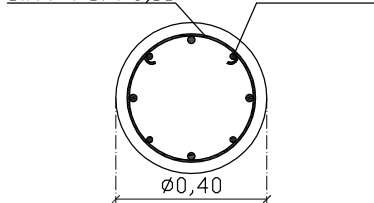
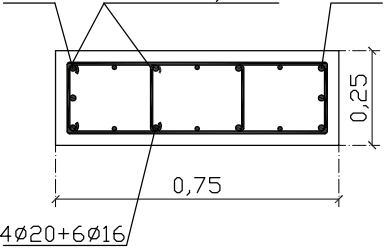
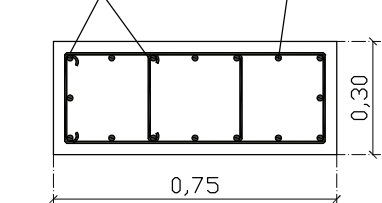
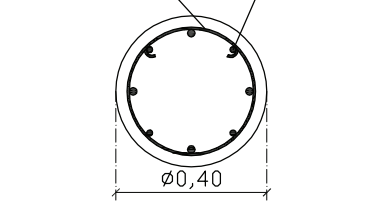
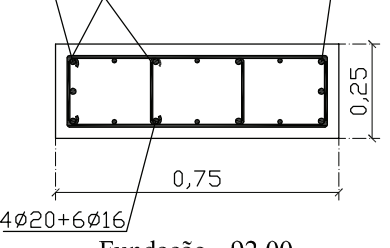
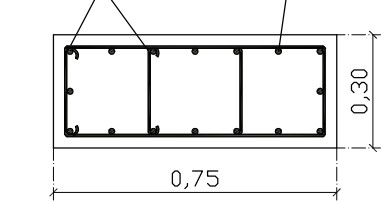


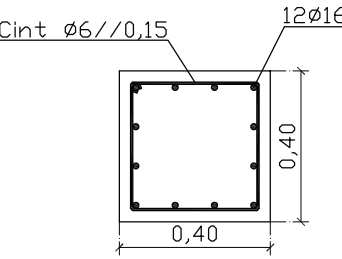
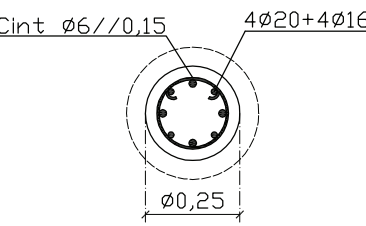
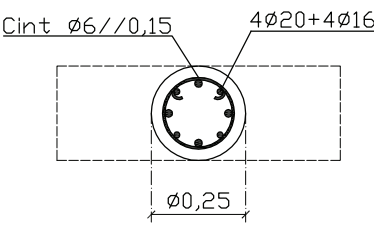
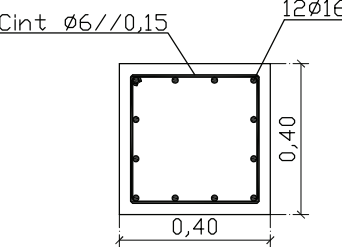
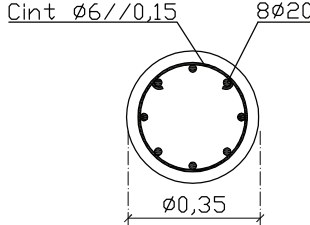
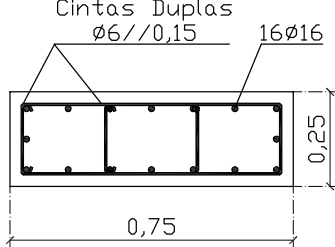
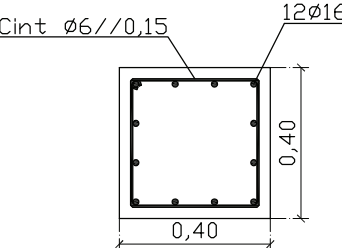
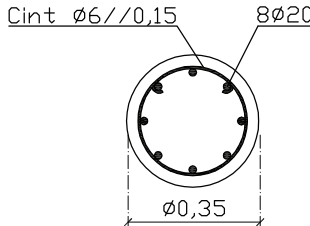
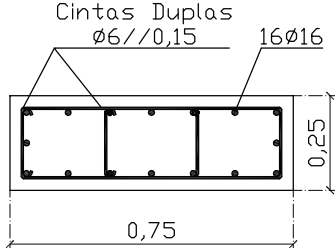
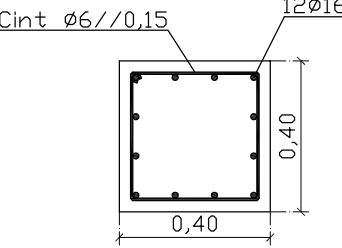
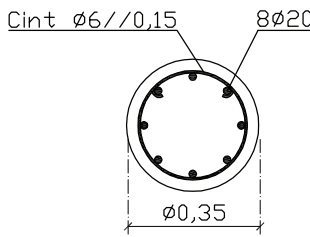
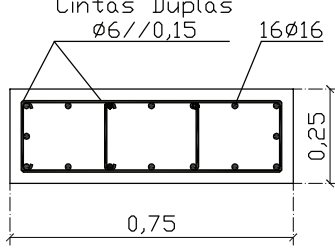


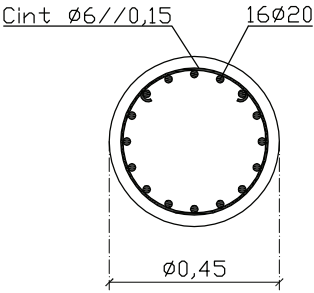
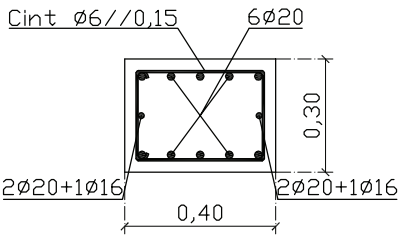
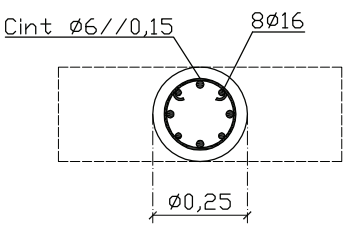
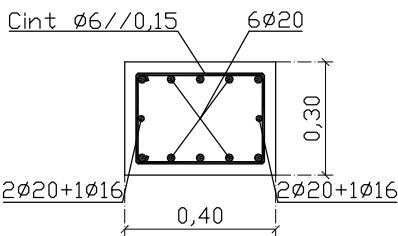
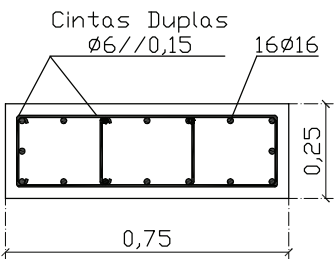
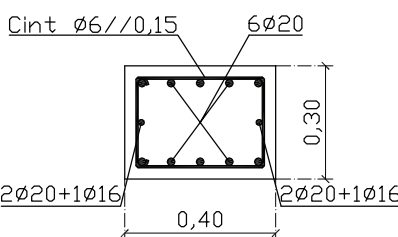
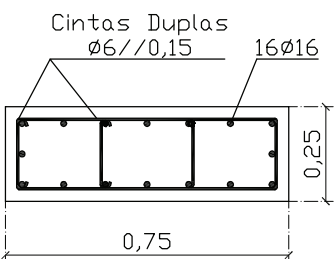
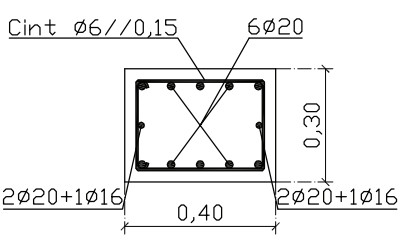
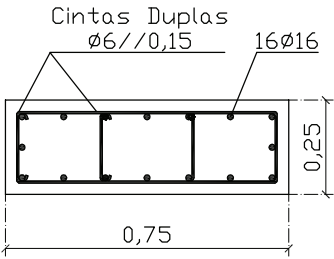
# Pilares e Paredes

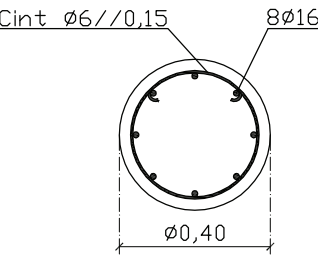
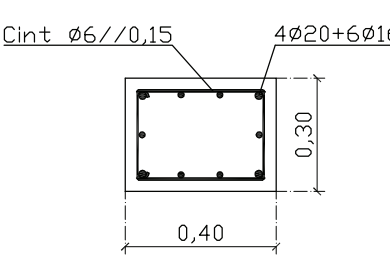
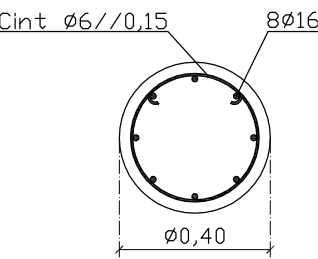
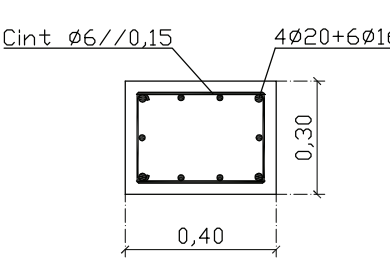
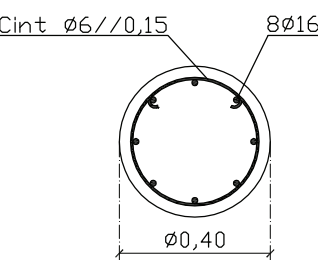
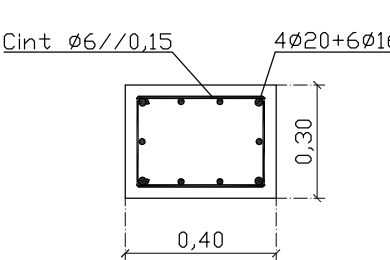
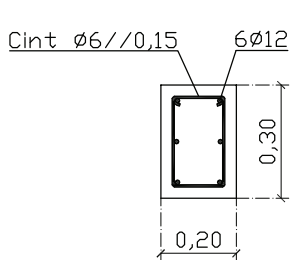
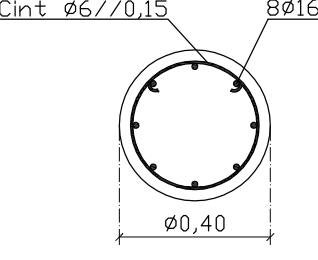
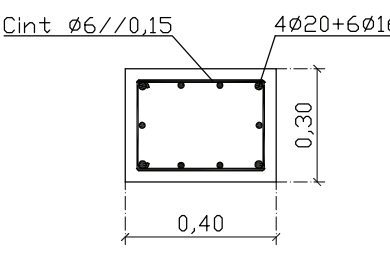
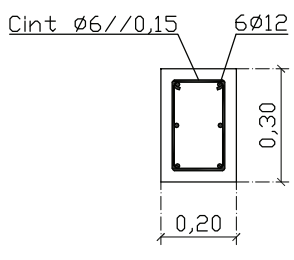
ESC 1/20

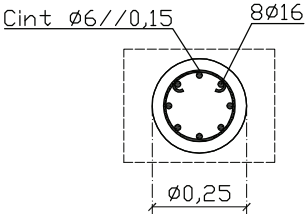
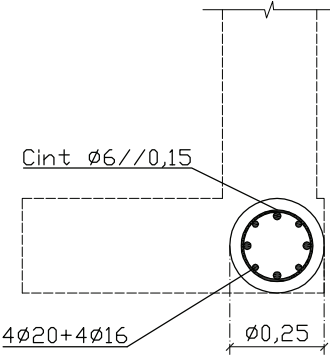
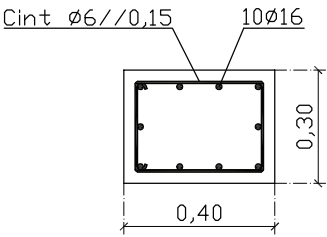
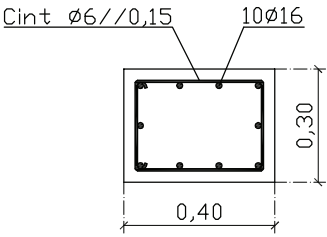
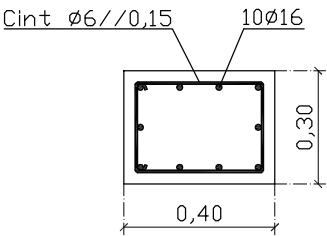


<p><b>PF4</b></p>  <p>HEB140</p>	<p><b>PF5</b></p>  <p>Cintas Duplas Ø6//0,15</p> <p>3Ø20</p> <p>0,25</p> <p>0,75</p> <p>4Ø20+6Ø16</p>	<p><b>PF6</b></p>  <p>Cint Ø6//0,15</p> <p>8Ø16</p> <p>Ø0,25</p>
<p><b>Cob. 1 - 106,73</b></p>  <p>Cint Ø6//0,15</p> <p>4Ø20+4Ø16</p> <p>Ø0,40</p>	<p><b>Cob. 2 - 108,23</b></p>  <p>Cintas Duplas Ø6//0,15</p> <p>3Ø20</p> <p>0,25</p> <p>0,75</p> <p>4Ø20+6Ø16</p>	
 <p>Cint Ø6//0,15</p> <p>4Ø20+4Ø16</p> <p>Ø0,40</p>	<p><b>Piso 3 - 103,50</b></p>  <p>Cintas Duplas Ø6//0,15</p> <p>3Ø20</p> <p>0,25</p> <p>0,75</p> <p>4Ø20+6Ø16</p>	 <p>Cintas Duplas Ø6//0,15</p> <p>3Ø20</p> <p>0,30</p> <p>0,75</p> <p>16Ø16</p>
 <p>Cint Ø6//0,15</p> <p>4Ø20+4Ø16</p> <p>Ø0,40</p>	<p><b>Piso 2 - 99,50</b></p>  <p>Cintas Duplas Ø6//0,15</p> <p>3Ø20</p> <p>0,25</p> <p>0,75</p> <p>4Ø20+6Ø16</p>	 <p>Cintas Duplas Ø6//0,15</p> <p>3Ø20</p> <p>0,30</p> <p>0,75</p> <p>16Ø16</p>
 <p>Cint Ø6//0,15</p> <p>4Ø20+4Ø16</p> <p>Ø0,40</p>	<p><b>Piso 1 - 95,50</b></p>  <p>Cintas Duplas Ø6//0,15</p> <p>3Ø20</p> <p>0,25</p> <p>0,75</p> <p>4Ø20+6Ø16</p>	 <p>Cintas Duplas Ø6//0,15</p> <p>3Ø20</p> <p>0,30</p> <p>0,75</p> <p>16Ø16</p>
	<p><b>Fundação - 92,00</b></p>	

<p><b>PF7</b></p> 	<p><b>PF8</b></p> 	<p><b>PF9</b></p> 
	<p><b>Piso 3 - 103,50</b></p> 	<p><b>Cintas Duplas Ø6//0,15 16Ø16</b></p> 
	<p><b>Piso 2 - 99,50</b></p> 	<p><b>Cintas Duplas Ø6//0,15 16Ø16</b></p> 
	<p><b>Piso 1 - 95,50</b></p> 	<p><b>Cintas Duplas Ø6//0,15 16Ø16</b></p> 
<p><b>Fundação - 92,00</b></p>		

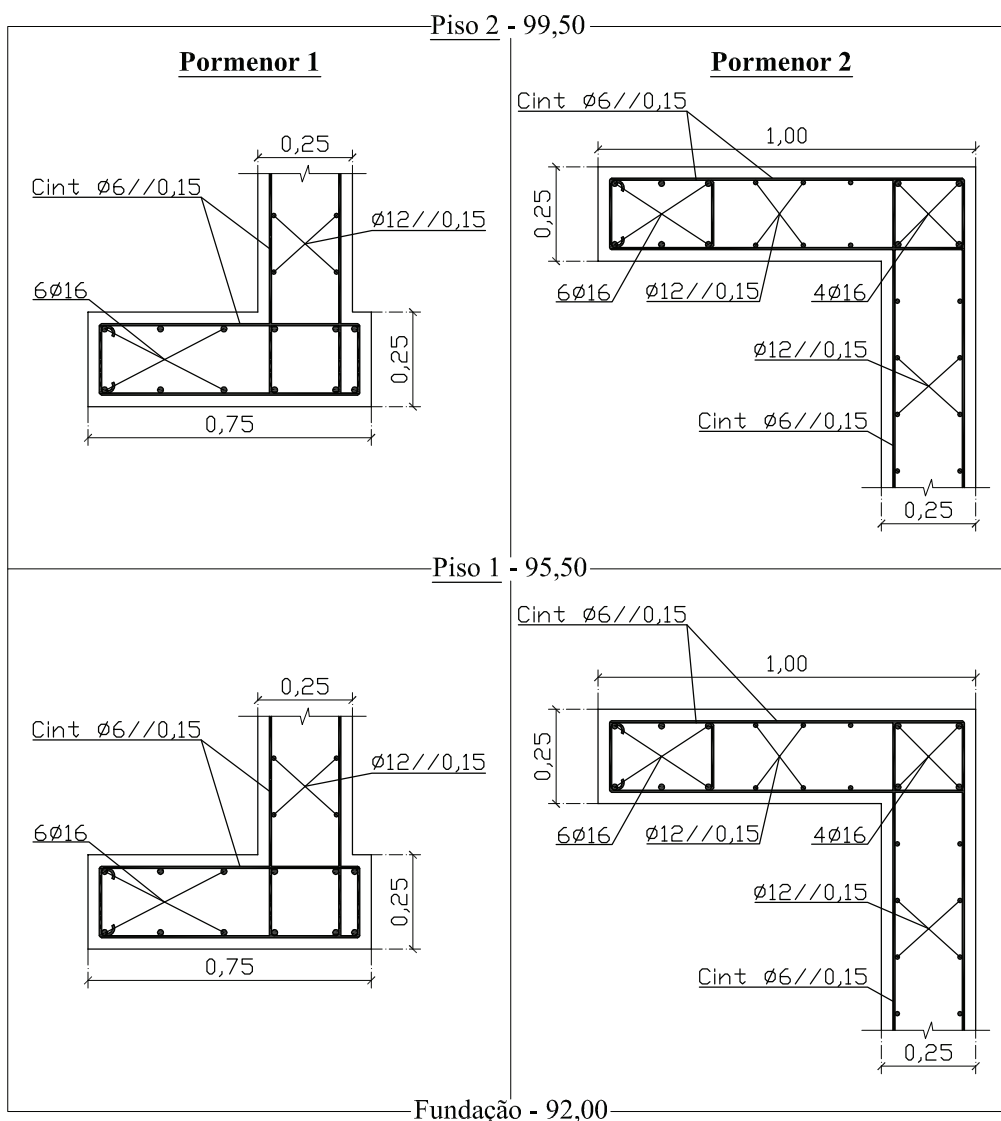
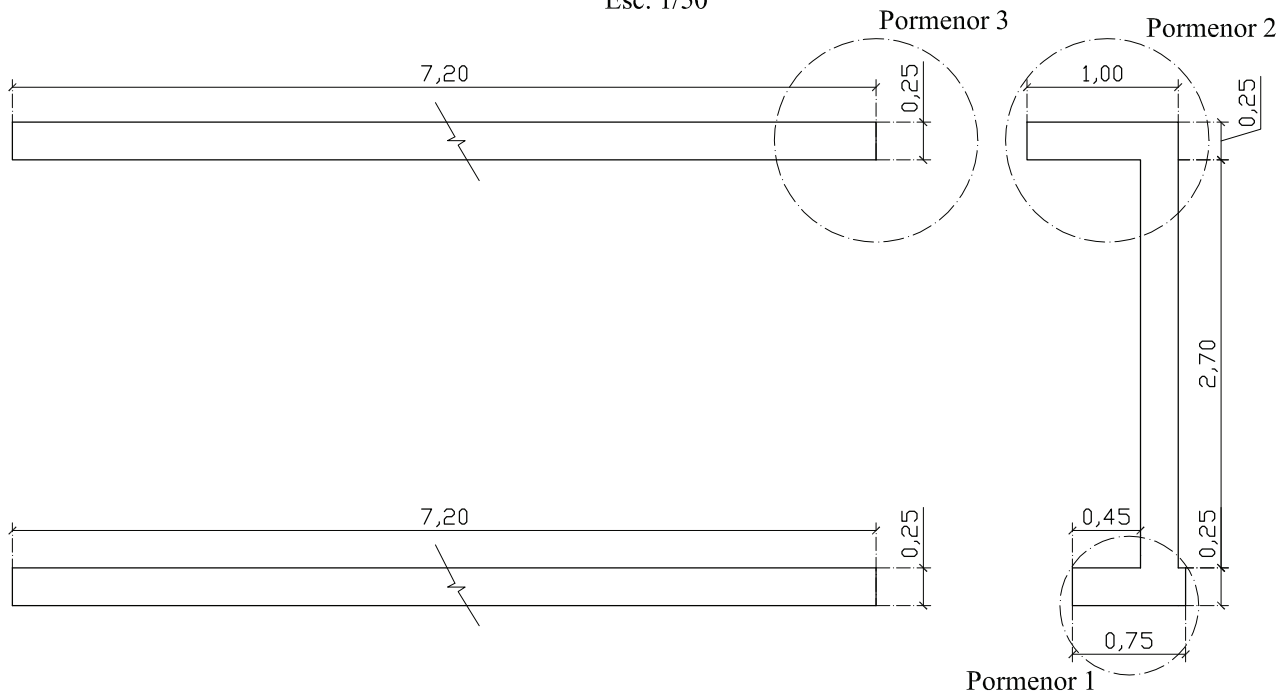
<p><b><u>PF10, PF11 e PF12</u></b></p> 	<p><u>Cob. 2 - 108,23</u></p>	
	<p><b><u>PF13</u></b></p>	<p><b><u>PF14</u></b></p>
	<p><u>Cob. 1 - 106,73</u></p>	
		
	<p><u>Piso 3 - 103,50</u></p>	
		
	<p><u>Piso 2 - 99,50</u></p>	
		
	<p><u>Piso 1 - 95,50</u></p>	
		
	<p><u>Fundação - 92,00</u></p>	

<p><b>PF15</b></p>	<p><u>Cob. 2 - 108,23</u></p> <p><b>PF16</b></p>	<p><b>PF17</b></p>
	<p><u>Cob. 1 - 106,73</u></p>	
		
		
		
	<p><u>Piso 1 - 95,50</u></p> 	
	<p><u>Fundação - 92,00</u></p>	

<p><b><u>PF18 e PF19</u></b></p>	<p><u>Cob. 2 - 108,23</u></p> <p><b><u>Par. F1 / PF20</u></b></p>
<p><u>Cob. 1 - 106,73</u></p> 	
	<p><u>Piso 3 - 103,50</u></p>
	<p><u>Piso 2 - 99,50</u></p>
	<p><u>Piso 1 - 95,50</u></p> <p><u>Fundação - 92,00</u></p>

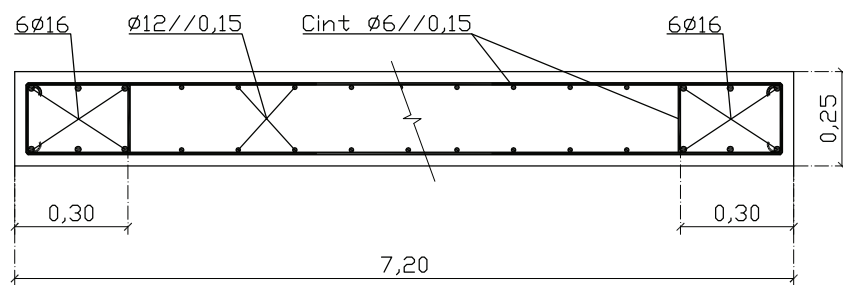
# Par. F1

Esc. 1/50

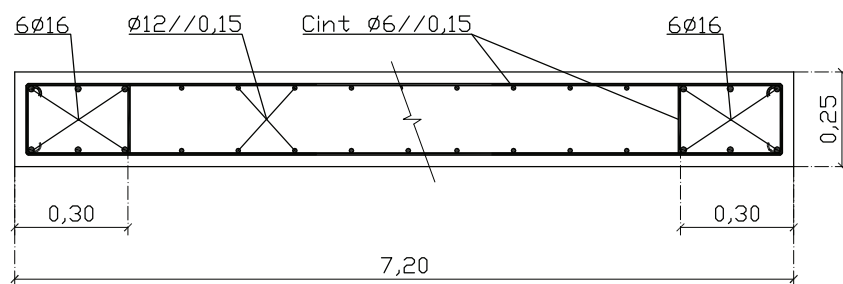


Piso 2 - 99,50

### Pormenor 3



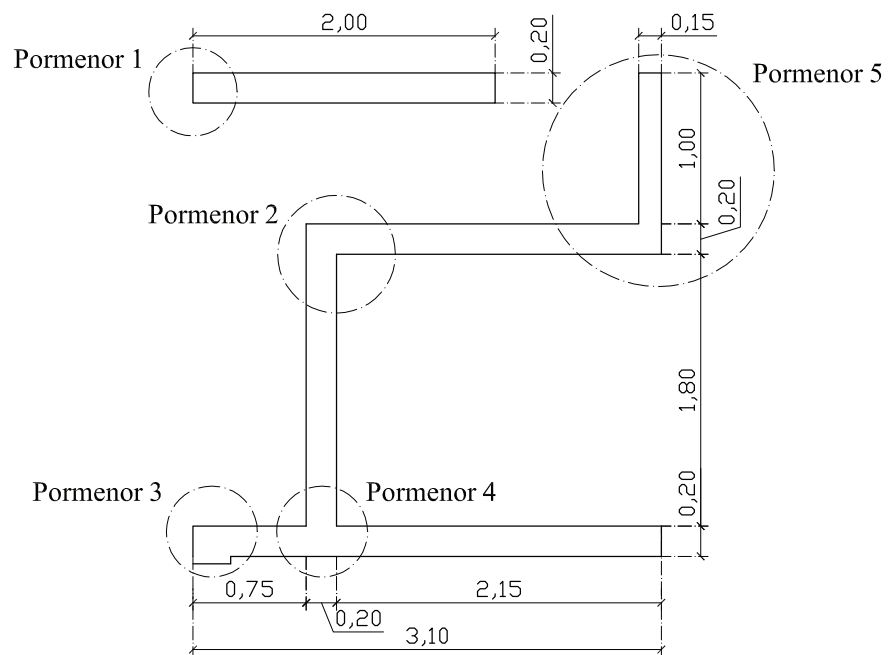
Piso 1 - 95,50



Fundação - 92,00

## Par. F2

Esc. 1/50

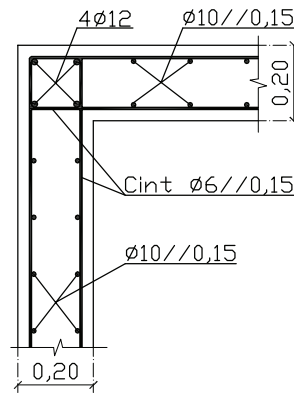




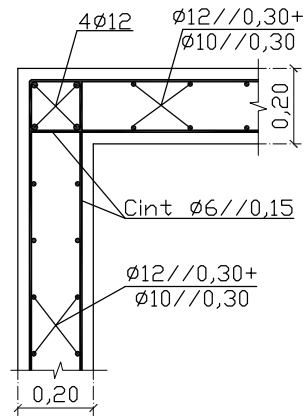
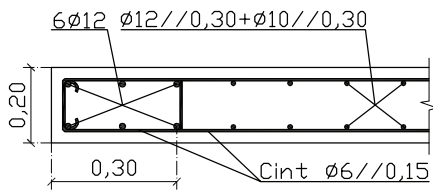
Cob 1 - 106,73

**Pormenor 1**

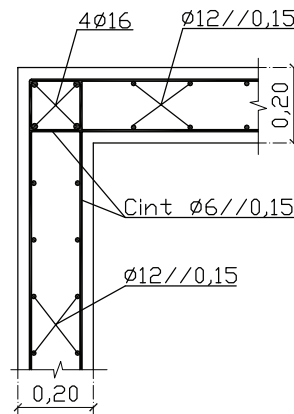
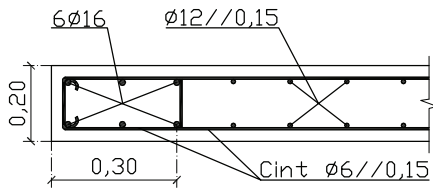
**Pormenor 2**



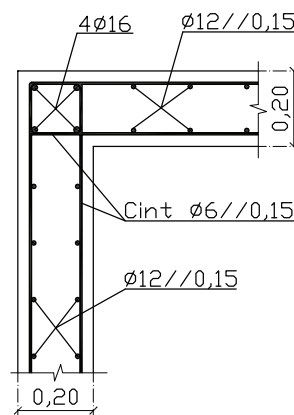
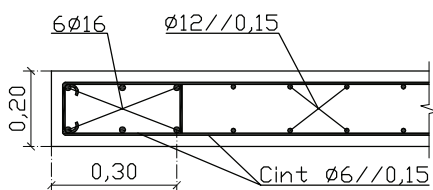
Piso 3 - 103,50



Piso 2 - 99,50



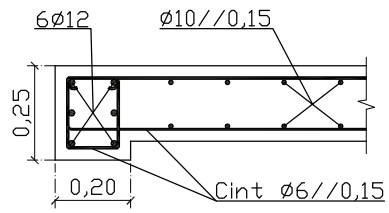
Piso 1 - 95,50



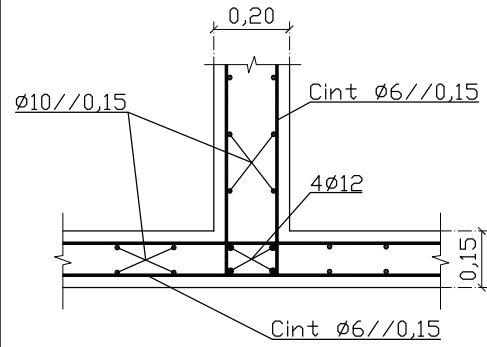
Fundação - 92,00

Cob 1 - 106,73

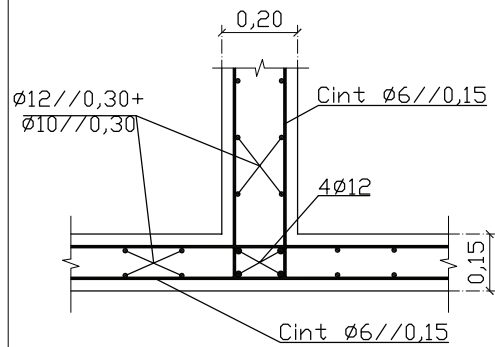
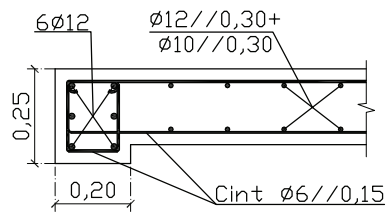
**Pormenor 3**



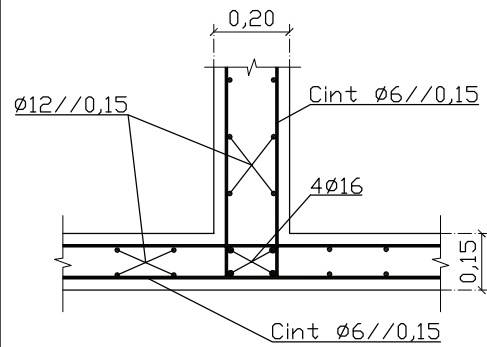
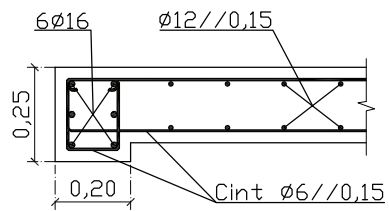
**Pormenor4**



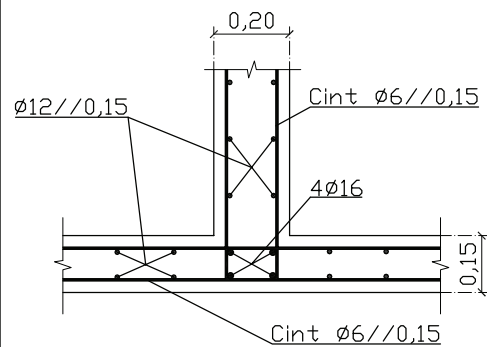
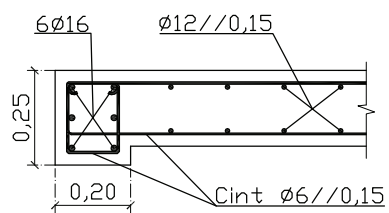
Piso 3 - 103,50



Piso 2 - 99,50



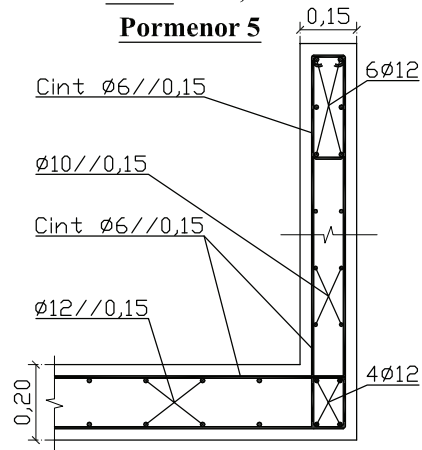
Piso 1 - 95,50



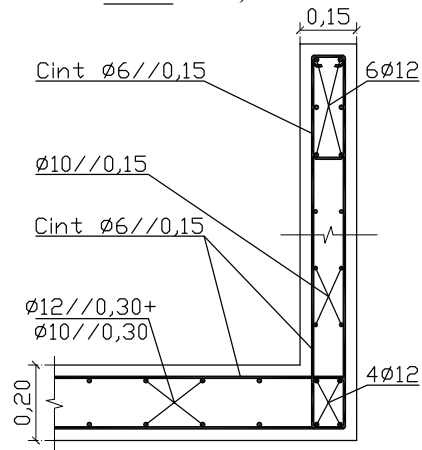
Fundação - 92,00

Cob 1 - 106,73

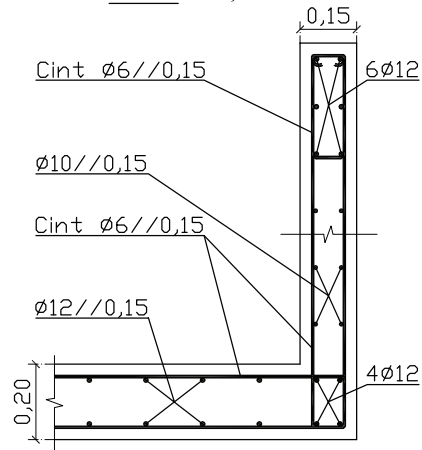
**Pormenor 5**



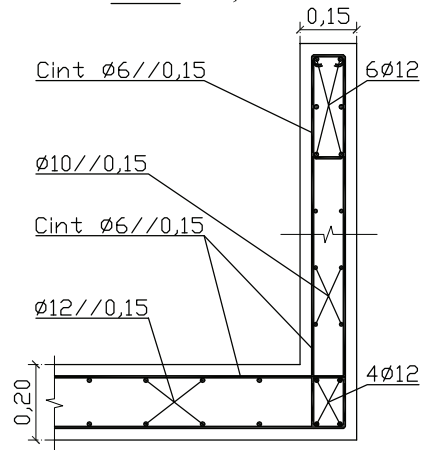
Piso 3 - 103,50



Piso 2 - 99,50



Piso 1 - 95,50



Fundação - 92,00

**Par. F3**

